

Groupe spécialisé n° 3	Structures, planchers et autres composants structuraux
------------------------	--

Cahier des prescriptions techniques communes aux procédés de planchers collaborants

Le présent Cahier des Prescriptions Techniques a été entériné par le Groupe spécialisé n° 3 « Structures, planchers et autres composants structuraux » de la Commission chargée de formuler des Avis Techniques, lors de ses séances du 13 juin, du 20 novembre 2012 et du 4 mars 2014.

Etablissement public au service de l'innovation dans le bâtiment, le CSTB, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment exerce quatre activités clés : la recherche, l'expertise, l'évaluation, et la diffusion des connaissances, organisées pour répondre aux enjeux de développement durable dans le monde de la construction. Son champ de compétences couvre les produits de construction, les bâtiments et leur intégration dans les quartiers et les villes.

Avec ses 909 collaborateurs, ses filiales et ses réseaux de partenaires nationaux, européens et internationaux, le CSTB est au service de l'ensemble des parties prenantes de la construction pour faire progresser la qualité et la sécurité des bâtiments.

Toute reproduction ou représentation intégrale ou partielle, par quelque procédé que ce soit, des pages publiées dans le présent ouvrage, faite sans l'autorisation de l'éditeur ou du Centre Français d'Exploitation du droit de copie (3, rue Hautefeuille, 75006 Paris), est illicite et constitue une contrefaçon. Seules sont autorisées, d'une part, les reproductions strictement réservées à l'usage du copiste et non destinées à une utilisation collective et, d'autre part, les analyses et courtes citations justifiées par le caractère scientifique ou d'information de l'œuvre dans laquelle elles sont incorporées (Loi du 1er juillet 1992 - art. L 122-4 et L 122-5 et Code Pénal art. 425).

© CSTB 2014

Cahier des prescriptions techniques communes aux procédés de planchers collaborants

SOMMAIRE

Préambule

Les Cahiers des Prescriptions Techniques (CPT) sont des parties intégrantes des Avis Techniques, présentant des dispositions communes. Ces CPT ne sont donc pas des textes à utiliser seuls, mais conjointement avec l'Avis Technique qui y fait référence, et qui peut les compléter ou les amender.

Termes et définitions au sens du présent CPT..... 2

Domaine d'application 2

1. Conditions de conception et de calcul..... 3

1.1 Stabilité..... 3

1.2 Maîtrise de la fissuration..... 17

1.3 Durabilité, enrobages 18

1.4 Conception en zones sismiques 18

1.5 Sécurité au feu 23

1.6 Déperdition thermique 24

1.7 Isolation acoustique..... 24

1.8 Finitions – Aspect..... 24

2. Conditions de fabrication..... 25

2.1 Contrôle de la résistance de la tôle 25

2.2 Contrôle dimensionnel après profilage 25

2.3 Tolérances définies dans l'EN 1090-2..... 25

2.4. Cas des bacs certifiés CSTBat :
suivi de l'autocontrôle par le CSTB 25

3. Conditions de mise en œuvre..... 25

3.1 Conditions d'exécution..... 25

3.2 Tolérances d'exécution..... 26

3.3 Détails d'exécution en zones sismiques 26

3.4 Fixations 26

3.5 Mise en œuvre des armatures..... 30

3.6 Conditions de chantier..... 33

**Annexe 1 : Modalités d'essais
en phase de coulage..... 34**

Annexe 2 : Modalités d'essais en phase mixte 37

Termes et définitions au sens du présent CPT

g	poids propre du plancher en phase définitive
g'	charges permanentes autres que le poids propre appliquées en phase définitive
g_0	poids propre du coffrage
g_1	poids propre du béton frais correspondant à l'épaisseur nominale de la dalle
g_{maj1}	poids du béton majoré en considérant l'accumulation due à la formation des mares, sous l'effet du poids propre seul
g_{maj2}	poids du béton majoré en considérant l'accumulation due à la formation des mares, sous l'effet du poids propre et des charges de construction
q	charges d'exploitation appliquées en phase définitive
q_{ci}	charge de construction à l'intérieur de la zone de travail
q_{ce}	charge de construction à l'extérieur de la zone de travail
p_{vol}	poids volumique du béton frais
v	volume des vides de nervures en sous-face du plancher (m^3/m^2)
b_s	entraxe des nervures
b_{sup}	largeur d'ouverture en partie haute des nervures
b_D	largeur du fond de la nervure en béton
b_0	largeur moyenne d'une nervure en béton
b_w	minimum de la largeur dans la zone tendue correspondant à une nervure, donnée par la position de l'axe neutre à l'état limite ultime
d_p	distance entre l'axe neutre de la tôle et la fibre comprimée extrême de la dalle
d_s	distance du centre de gravité des armatures supérieures au nu inférieur de plancher
e_a	centre de gravité des armatures de renfort et du profil par rapport au nu inférieur du plancher
e_p	distance entre l'axe neutre plastique de la plaque et la fibre tendue extrême de la dalle mixte en flexion sous moment positif
e	distance entre l'axe neutre élastique de la plaque et la fibre tendue extrême de la dalle mixte en flexion sous moment positif
h	hauteur nominale hors tout du plancher
h_c	épaisseur nominale du béton au-dessus du sommet des nervures des tôles
h_p	hauteur d'onde
ℓ	portée entre étais éventuels du coffrage à considérer en phase de construction
L_g	se substituant à L pour les justifications de la collaboration entre la tôle et le béton
L_p	position d'une charge localisée par rapport à l'appui le plus proche
l_c	périmètre de cisaillement dans le béton des nervures
L	portée du coffrage à considérer en phase de construction
t	épaisseur de la tôle
z_u	bras de levier à l'état limite ultime (ELU)
A_c	aire de section du béton
A_p	aire de section de la tôle

A_{pe}	aire de section efficace de la tôle
A_{sl}	section de barres d'armatures tendues ajoutées selon les cas en fond de nervure ou en chapeau
$\psi_{0,2}$	coefficient de combinaison pour action variable d'accompagnement
η	degré de connexion acier/béton
I_{eff}	moment d'inertie efficace définie dans l'Avis Technique
θ	angle formé entre les plans tangents à la déformée de la tôle de part et d'autre de l'appui, en déformation post-élastique
f_{ck}	valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur cylindre à 28 jours
f_{cd}	valeur de calcul de la résistance à la compression du béton
f_{ctm}	valeur moyenne de la résistance à la traction du béton
f_y	valeur nominale de la limite d'élasticité de l'acier de construction
$f_{yp,d}$	valeur de calcul de la limite d'élasticité des tôles
$f_{ya,k}$	valeur caractéristique de la résistance en traction de l'armature

Domaine d'application

Ce document définit les conditions techniques de conception, de fabrication, et de mise en œuvre pour les planchers mixtes acier-béton sur bacs acier collaborants, ayant obtenu un Avis Technique favorable du GS3 pour son aptitude à l'utilisation en plancher collaborant, qui respectent les dispositions suivantes :

- l'épaisseur de béton h_c au-dessus de la principale surface plane en sommet des nervures des tôles ne doit pas être inférieure à 50 mm ;
- une armature transversale et longitudinale doit être mise en place dans l'épaisseur h_c du béton ;
- les propriétés du béton sont celles par référence à l'EN 1992-1-1 (section 3.1 et 11.3), à l'EN 1992-1-2, et l'EN 1994-1-1 (section 3.1) ;
- pour les structures où les charges sont dans une large mesure répétitives (notamment les charges vibrantes continues : cribles, etc.), l'utilisation de planchers collaborants est exclue sauf si un soin tout particulier est apporté aux dispositions constructives afin de s'assurer que l'action mixte ne se dégrade pas dans le temps.

L'épaisseur de béton h_c au dessus des nervures des tôles peut être réduite à 40 mm dans les conditions suivantes :

- le plancher est intégralement dimensionné en isostatique (absence de poutres maîtresses parallèles aux nervures) ;
- absence de revêtement adhérent ou de couche d'usure ;
- la fissuration du plancher est certaine et doit être admise dans les DPM.

Dans ce cas, la mise en place d'un treillis soudé n'est pas obligatoire et le plancher ne peut pas jouer le rôle de diaphragme pour la reprise des sollicitations horizontales (vent, etc...), qui doit être assuré par ailleurs par des dispositions constructives dédiées.

1. Conditions de conception et de calcul

Les principes de calcul du présent chapitre sont basés sur ceux de l'EN 1993-1-3 et de l'EN 1994-1-1, dans l'hypothèse d'un dimensionnement assisté par des essais. Le dimensionnement par calcul uniquement de la plaque métallique de coffrage en phase de coulage, dont les méthodes sont décrites dans l'EN 1993-1-3, est également possible. Ce choix doit être explicité dès la phase conception et une note de calcul détaillée comprenant les hypothèses considérées doit être fournie. L'application de la méthode de dimensionnement ou de justification du plancher, donnée ci-après, doit être effectuée en utilisant les caractéristiques de calcul (valeurs d'utilisation) données dans l'Avis Technique.

Ces valeurs de calcul sont déterminées à partir d'essais, dont les modalités sont décrites en *Annexe 1* et *Annexe 2* du présent CPT, et interprétées conformément à l'Annexe A1-2.

1.1 Stabilité

1.1.1 Définitions et hypothèses de chargements

1.1.1.1 Définition de la portée

La portée L des planchers, à considérer dans les vérifications indiquées ci-après, est ainsi définie :

- si les appuis sont des murs ou des poutres en béton, la portée L est la distance entre les nus intérieurs des appuis ;
- si les appuis sont des murs en maçonnerie de petits éléments, la portée L est la distance entre les points situés à 2,5 cm en recul des nus intérieurs de ces murs ;
- si les appuis sont des solives métalliques, la portée L est la distance entre axes des solives ; elle peut être la distance entre nus intérieurs des solives s'il est justifié que leur rigidité en torsion le permet ;
- ℓ est la portée du coffrage à considérer en phase de construction, en tenant compte de la présence éventuelle d'étais, et n'est donc pas systématiquement égale à L .

1.1.1.2 Charges à considérer en phase de construction

1.1.1.2.1 Charges de construction

Sauf charges plus sévères précisées dans les documents particuliers du marché (DPM), les charges sont schématisées de la façon suivante.

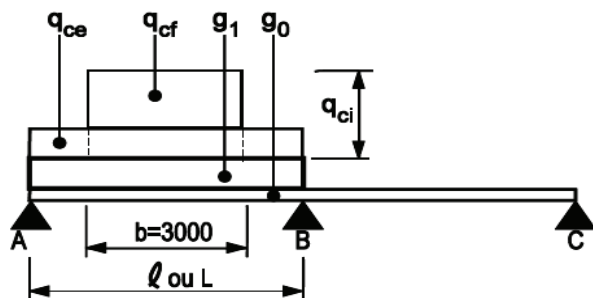


Figure 1 – Schématisation des charges en phase de construction

Tableau 1 – Définition des charges en phase de construction

Actions	Surface soumise à une charge	Charge
(1)	À l'extérieur de l'aire de travail	q_{ce} à l'extérieur de (2)
(2)	À l'intérieur de l'aire de travail de dimension en plan 3 m x 3 m (ou la portée de la travée si elle est inférieure)	q_{ci} à l'intérieur de (2)
(3)	Aire réelle	g_{maj}

$q_{ci} = 1,5 \text{ kN/m}^2$: charge de construction à l'intérieur de l'aire de travail

$q_{ce} = 0,5 \text{ kN/m}^2$: charge construction à l'extérieur de l'aire de travail

g_{maj} = poids du béton majoré en considérant l'accumulation due à la formation des mares

1.1.1.2.2 Charges permanentes

Les vérifications menées en phase de construction prendront en compte l'effet de la formation des mares (augmentation de l'épaisseur de béton due à la flèche des tôles).

- Pour la limitation de la flèche en phase provisoire (§1.121) : g_{maj1} est calculé en intégrant l'accumulation de béton du fait de la déformation des tôles sous la combinaison E $\{g_0 + g_1\}$.

$$g_{maj1} = g_0 + p_{vol} * (h - v + 0,7 * f_1)$$

La flèche f_1 étant définie au §1.1.2.1

- Pour les autres vérifications en phase de construction : g_{maj2} est calculé en intégrant l'accumulation de béton du fait de la déformation des tôles sous la combinaison E $\{g_0 + g_1 + q_{ci} + \psi_{0,2} q_{ce}\}$ comme calculé ci-après.

Les charges variables de construction provoquent un accroissement temporaire de la flèche du coffrage calculée en 1.121.

$$g_{maj2} = g_0 + p_{vol} * (h - v + 0,7 * f_{maj})$$

où :

p_{vol} est le poids volumique du béton frais, pris égal à 25 kN/m^3 suivant l'Eurocode 1 (NF EN 1991-1-1) ;

v est en m^3/m^2 le volume des vides de nervures en sous-face du plancher.

La flèche f_{maj} dans la travée d'extrémité des tôles, est définie ci-après :

$$f_{maj} = f_0 - \frac{M_B \ell^2}{16 E I_{eff}}$$

$$f_0 = \frac{[5. (g_0 + g_1 + \psi_{0,2} q_{ce}) + 16. q_{cf} \beta (1 - 2\beta^2 + \beta^3)]. \ell^4}{384. E. I_{eff}}$$

g_0 est le poids propre du coffrage ;

$$g_1 = p_{vol} * (h - v)$$

$$q_{cf} = q_{ci} - \psi_{0,2} q_{ce}$$

q_{ci} est la charge de construction à l'intérieur de l'aire de travail ;

q_{ce} est la charge de construction à l'extérieur de l'aire de travail ;

$$\beta = \frac{b}{2\ell}$$

Avec : $\beta \leq 0,5$

b est la longueur de l'aire du travail = 3 m (ou la portée de la travée si elle est inférieure) ;

E est le module d'élasticité de l'acier (210 000 MPa) ;

I_{eff} est le moment d'inertie efficace donné dans les valeurs définies dans l'Avis Technique.

M_B est le moment sur l'appui B engendré sous l'action du chargement considéré, donné ci-dessous lorsque les portées des travées couvertes par la tôle sont égales, et pour des tôles fixées sur les appuis intermédiaires de manière à empêcher le soulèvement. Dans le cas contraire les formules des moments devront être adaptées aux réactions d'appuis effectives.

Les valeurs de M_B sont données ci-après et concernent la travée d'extrémité avec n travées en continuité.

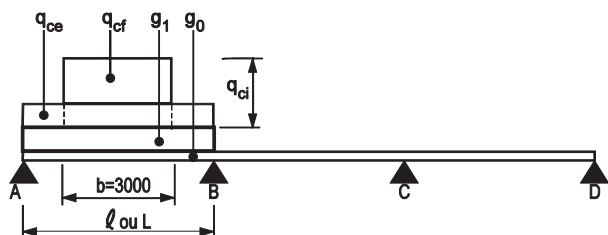


Figure 2 – Schéma de chargement pour le calcul de f_{maj}

Tableau 2

Nombre de travées	Moment M_B sur appui
1	$M_B = 0$
2	$M_B = \frac{[2 \cdot g_0 + g_1 + \psi_{0,2} q_{ce} + q_{cf} \beta (3 - 4\beta^2)] \cdot \ell^2}{16}$ Lorsque $\ell < 3$ m, on prend $\beta = 1/2$
3	$M_B = \frac{[3 \cdot g_0 + 2 \cdot (g_1 + \psi_{0,2} q_{ce}) + q_{cf} \beta (3 - 4\beta^2)] \cdot \ell^2}{30}$ Lorsque $\ell < 3$ m, on prend $\beta = 1/2$

1.1.1.3 Combinaisons et effets du chargement en phase de construction

Les combinaisons à considérer dans les vérifications sont :

Combinaison ELU : E { $1,35 \cdot g_{maj2}$; $1,5 \cdot q_{ci}$; $1,5 \cdot \psi_{0,2} q_{ce}$ }

Avec $\psi_{0,2} = 0,6$

Combinaison ELS₁ : E { g_{maj2} ; q_{ce} }

Combinaison ELS₂ : E { g_{maj1} }

Les différentes combinaisons à utiliser à chaque vérification sont synthétisées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3 – Combinaisons de charges à utiliser lors des vérifications

	Paragraphe	Combinaison
Justifications dans le domaine élastique		
- Vérification sur appuis intermédiaires par M/R	1.1221	ELU
- Vérification en travée	1.1222	ELU
- Vérification sur appui d'extrémité	1.1223	ELU
- Vérification de la flèche en phase provisoire (fléchissement des tôles)	1.121	ELS ₂
Justifications dans le domaine post-élastique (sur appui définitif)		
- Condition nécessaire : Vérification sur appuis intermédiaires par l'interaction M/R	1.1231	ELS ₁
- Vérification en travée, en tenant compte de la rotule plastique sur appui	1.1233	ELU
- Vérification sur appui d'extrémité	1.1234	ELU

ELS : état limite de service ; ELU : état limite ultime.

Pour le cas du moment de flexion positif à l'ELU, (cf. 1.1222 et 1.1233) la disposition de chargement à étudier correspond au schéma suivant :

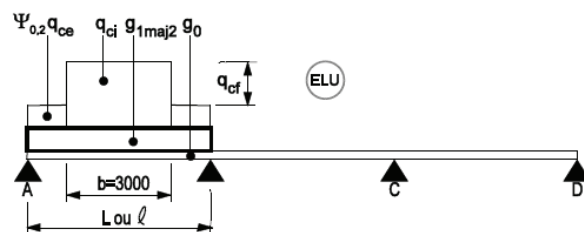


Figure 3 – Schéma de chargement pour la vérification du moment de flexion positif à l'ELU

Pour la vérification sur appui intermédiaire à l'ELU, (cf. 1.1221) la disposition de chargement à étudier correspond au schéma suivant :

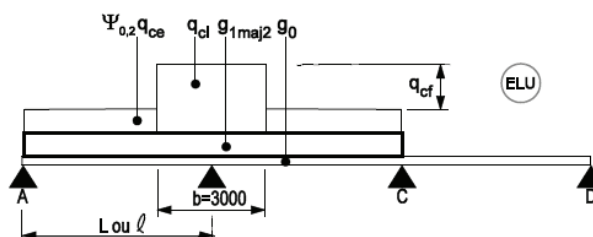


Figure 4 – Schéma de chargement pour la vérification sur appui intermédiaire à l'ELU

Pour la vérification sur appui intermédiaire à l'ELS_i (interaction M/R, cf. 1.1.2.31), le cas de chargement à étudier consiste à deux travées chargées de $\{g_{maj2}; q_{ce}\}$ en continuité, la charge des autres travées étant prise égale au poids propre du bac :

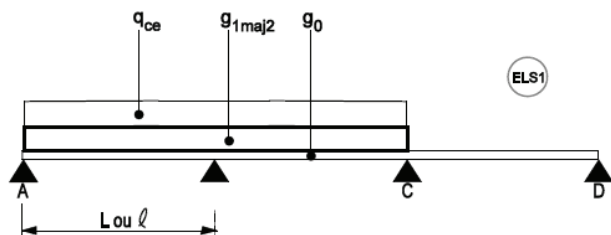


Figure 5 – Schéma de chargement pour la vérification sur appui intermédiaire à l'ELS_i

Pour la vérification sur appui d'extrémité à l'ELU (cf. 1.1.2.2.3), la disposition de chargement à étudier correspond au schéma suivant :

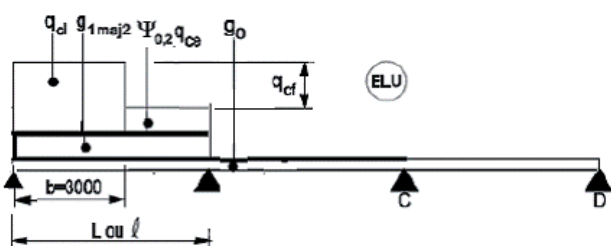


Figure 6 – Schéma de chargement pour la vérification sur appui intermédiaire à l'ELU

Lorsque les portées des travées en continuité sont inégales, il convient de vérifier la disposition de charges la plus défavorable.

Note : Le positionnement de l'aire de travail sera centré soit sur appuis intermédiaires soit en milieu de travée.

1.1.2 Vérifications en phase de construction

1.1.2.1 Vérification du fléchissement des tôles

Le fléchissement des tôles est apprécié sous l'effet du poids propre de la dalle comprenant la tôle et le béton.

Ce fléchissement est d'abord calculé sous le poids du plancher évalué pour l'épaisseur nominale hors tout h (en m) du plancher à couler :

$$f_1 = k_f \frac{5 \cdot \ell^4}{384 E I_{eff}} [g_0 + p_{vol} \cdot (h - v)]$$

Avec :

g_0 est le poids propre du coffrage ;

p_{vol} est le poids volumique du béton frais, pris égal à 25 kN/m³ suivant l'EN 1991-1-1 ;

v est en m³/m² le volume des vides de nervures en sous-face du plancher ;

E est le module d'élasticité de l'acier (210 000 MPa) ;

I_{eff} est en cm⁴/m le moment d'inertie efficace donné dans les valeurs définies dans l'Avis Technique ;

ℓ est en m la portée entre appuis, les files d'étais étant considérées comme des appuis dans cette vérification ;

k_f = coefficient fonction du nombre de travées entre appuis et étais éventuels,

valant :

1	pour 1 travée
0,41	pour 2 travées égales
0,52	pour 3 travées égales
0,49	pour 4 travées égales

Il est nécessaire de prendre en compte ensuite l'effet de mare (accumulation de béton due à la déformation f_1) dans les justifications de la déformation de la tôle.

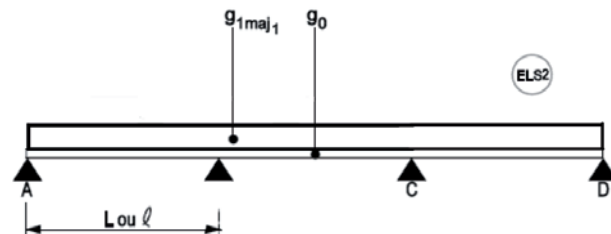


Figure 7 – Schéma de chargement pour la vérification du fléchissement des tôles

On calcule ainsi la flèche f_2 :

$$f_2 = k_f \frac{5 \cdot \ell^4}{384 E I_{eff}} [g_{maj1}]$$

La flèche f_2 en milieu de travée ne doit pas dépasser 1/180 de la portée ℓ (les files d'étais étant considérées comme des appuis dans cette situation) :

$$f_2 \leq \frac{\ell}{180}$$

1.1.2.2 Vérifications de résistance dans le domaine élastique

Les vérifications consistent à s'assurer que les effets des actions ne dépassent pas les valeurs de résistances de calcul telles qu'indiquées dans l'Avis Technique définissant les limites du domaine élastique pour le coffrage considéré.

Notamment, la formation de rotules plastiques n'est pas autorisée au-dessus d'un étai.

1.1.2.2.1 Vérification sur appui intermédiaire

L'Avis Technique donne les valeurs de calcul permettant de tracer le contour tel que celui présenté ci-après mettant en relation le moment négatif et la réaction d'appui concomitante agissant sur un appui tel qu'une file d'étais. Le contour présente une forme nécessairement convexe mais pouvant comporter des sommets intermédiaires sur la branche descendante. Dans ce cas, une droite telle que $M = M_0 - \alpha \cdot R$ est considérée pour chacun des côtés du contour.

L'intégrité de la tôle sur un appui n'est plus vérifiée si, à l'ELU, le point représentatif du couple de valeurs de calcul : moment fléchissant et réaction d'appui au-dessus d'un appui, franchit le contour limite.

Ce contour limite est établi expérimentalement pour une spécification de la tôle (épaisseur nominale et limite d'élasticité) et pour au moins une largeur b_b de l'appui intermédiaire. Le tracé est utilisable pour des largeurs d'appuis supérieures à celle utilisée à l'essai, mais ne dépassant pas 200 mm. Lorsque l'Avis Technique présente des valeurs établies pour plusieurs largeurs d'appui encadrant la largeur prévue au projet, il est procédé à une interpolation linéaire des valeurs données pour en déduire les valeurs de calcul à utiliser.

Tracé typique de la relation M (R)

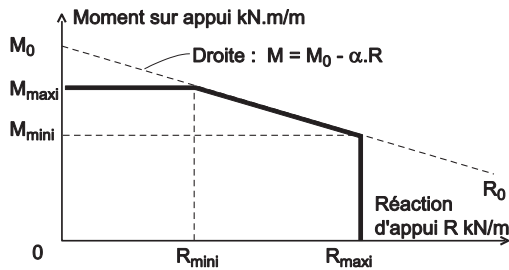


Figure 8 – Contour limite de la relation Moment/Réaction d'appui (M/R)

L'Avis Technique fournit les valeurs de $M_{\max i}$ et $R_{\max i}$ et les paramètres de la droite $M_0 - \alpha \cdot R$, ou ceux pour l'ensemble des segments de droites qui ferment le tracé.

La justification consiste à vérifier les trois critères suivants où $M_{E,d}$ et $R_{E,d}$ agissants sont connus et évalués sous la combinaison ELU.

$$M_{E,d} \leq M_{\max i}$$

Remarque : on utilise $M_{\max i}$ avec signe positif lorsque la semelle supérieure est tendue.

$$R_{E,d} \leq R_{\max i}$$

Remarque : on utilise $R_{\max i}$ avec signe positif lorsque la réaction est dirigée vers le haut.

Le point (M;R) doit se situer en dessous de ou sur la droite reliant les points (0; M_0) et (R_0 ; 0) avec M_0 et R_0 donnés dans l'Avis Technique.

$$M_{E,d} \leq M_0 - \alpha \cdot R$$

1.1.2.2.2 Vérification du moment positif en travée

La vérification consiste à s'assurer que le moment positif agissant en travée reste au plus égal au moment positif résistant de calcul du profil.

$$M_{E,d} \leq M_{t,Rd}$$

Avec

$M_{t,Rd}$ donné dans l'Avis Technique

$M_{E,d}$ évalué sous combinaison ELU

1.1.2.2.3 Vérification de l'appui d'extrémité

$V_{Ed} \leq V_{Rd,u}$ où $V_{Rd,u}$ est la valeur donnée dans l'Avis Technique pour une épaisseur non supérieure à celle du projet et pour une profondeur d'appui u au moins égale à celle du projet V_{Ed} est évalué sous combinaison ELU.

1.1.2.3 Vérifications de résistance dans le domaine post-élastique

1.1.2.3.1 Principe de la justification à vérifier

Ce type de vérification n'est admis qu'au-dessus d'appuis définitifs. Les vérifications consistent à s'assurer d'abord qu'il ne se développera pas une rotule plastique sous l'effet des actions à l'ELS.

Le tracé de contrôle à utiliser à l'ELS est celui de la relation $M_{E,ser}$ ($R_{E,ser}$) présenté en 1.122.

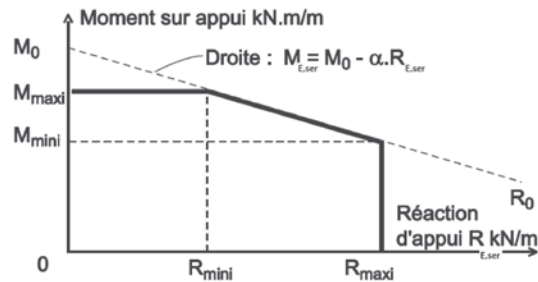


Figure 9 – Contour limite de la relation Moment/Réaction d'appui (M/R)

L'Avis Technique fournit les valeurs de $M_{\max i}$ et $R_{\max i}$ et les paramètres de la droite $M_0 - \alpha \cdot R_{E,ser}$, ou ceux pour l'ensemble des segments de droites qui ferment le tracé.

La justification consiste à vérifier simultanément les trois critères suivants où $M_{E,d}$ et $R_{E,d}$ agissants sont connus et évalués sous la combinaison ELS₁.

$$M_{E,d} \leq M_{\max i}$$

Remarque : on utilise $M_{\max i}$ avec signe positif lorsque la semelle supérieure est tendue.

$$R_{E,d} \leq R_{\max i}$$

Remarque : on utilise $R_{\max i}$ avec signe positif lorsque la réaction est dirigée vers le haut.

Le point ($M_{E,ser}$, $R_{E,ser}$) doit se situer en dessous de ou sur la droite reliant les points (0; M_0) et (R_0 ; 0) avec M_0 et R_0 donnés dans l'Avis Technique.

$$M_{E,d} \leq M_0 - \alpha \cdot R_{E,ser}$$

Si la vérification échoue, les justifications de résistance doivent être établies à l'ELU dans le domaine élastique, selon les principes décrits dans le § 1.122.

Si les trois critères sont satisfaits, une justification à l'ELU est admise dans le domaine post-élastique avec une déformation plastique localisée sur appui intermédiaire à l'ELU. Du fait de cette déformation locale, les plans tangents à la déformée de la tôle de part et d'autre de l'appui forment entre eux un angle θ . L'Avis Technique fournit les informations permettant de connaître l'évolution du moment réagissant développé par la tôle en fonction de l'angle θ (décroissance du moment lorsque l'angle augmente).

Lorsque θ augmente (cf. figure ci-dessous), le moment en travée augmente et les points de moments nuls dans les travées se rapprochent de l'appui commun. Le rapport M/R pour cet appui décroît. Il est nécessaire de reprendre les calculs du moment réagissant avec une nouvelle loi de variation de la relation $M = f(\theta)$.



Figure 10 – Angle formé entre deux plans tangents de la tôle de part et d'autre de l'appui

La justification consiste à montrer que l'équilibre de la travée est atteint sans dépassement du moment résistant positif du profil.

1.1.2.3.2 Évaluation du moment réagissant $M_{réagr}(\theta)$ sur appui du

fait de la formation d'une rotule plastique

Les tableaux $M_{\text{reag}}(\theta)$ donnent dans l'Avis Technique les valeurs du moment réagissant de calcul développé sur appui par la tôle pour certaines valeurs de la déformation θ pour :

- au moins deux valeurs du rapport M/R ;
- une ou plusieurs spécifications de la tôle ;
- une largeur d'appui au moins.

Les valeurs pour un projet sont obtenues par interpolations linéaires :

- dans chacune des colonnes encadrant la valeur instantanée du rapport M/R entre les valeurs de moments correspondant aux valeurs tabulées encadrant la valeur instantanée de θ ;
- entre les valeurs retenues pour l'angle θ dans les deux colonnes en proportion de la valeur instantanée du rapport M/R ;
- si nécessaire entre les valeurs calculées pour des largeurs d'appui encadrant la largeur d'appui du projet en considération de la largeur d'appui prévue au projet.

Optionnellement, pour un calcul simplifié et plaçant en sécurité, les tableaux peuvent donner les valeurs du moment réagissant de calcul $M_{\text{reag}}(\theta_{\text{lim}})$ développé sur appui par la tôle d'épaisseur donnée pour les rotations limites correspondantes θ_{lim} , obtenues à partir des essais.

Nota : la valeur de la rotation est à adopter en fonction de la rotation maximale attendue, qui en général ne dépasse pas la valeur de 0,15 Rad.

1.1.2.3.3 Justification de la résistance en travée

La justification de stabilité de la tôle est apportée lorsque, à l'ELU, la partie positive le moment agissant $M_{t,Ed}$ reste au plus égal au moment résistant positif du profil et lorsque la rotation calculée θ ne dépasse pas la valeur de rotation correspondant au moment $M_{\text{reag}}(\theta)$

$$M_{t,Ed} \leq M_{t,Rd}$$

1.1.2.3.4 Vérification de la résistance sur appui d'extrémité

Le schéma statique d'équilibre des travées d'extrémités permet de calculer la réaction d'appui d'extrémité V_{Ed} sous la combinaison ELU en tenant compte du moment réagissant $M_{\text{reag}}(\theta)$ sur l'appui intermédiaire de la travée d'extrémité.

On vérifie alors que $V_{Ed} \leq V_{Rd,u}$

Où $V_{Rd,u}$ est la valeur donnée dans l'Avis Technique pour une épaisseur non supérieure à celle du projet et pour une profondeur d'appui u au moins égale à celle du projet.

1.1.3 Vérifications du montage collaborant en service à l'État limite ultime

Les coefficients partiels à appliquer aux caractéristiques des matériaux dans les situations normales d'exploitation, sous des charges à caractère statique et pour les justifications à l'ELU du montage collaborant sont :

- pour le béton $\gamma_c = 1,5$
- pour le profilé $\gamma_p = 1,0$
- pour les armatures $\gamma_s = 1,15$
- pour la connexion $\gamma_{vs} = 1,25$

1.1.3.1 Vérification de la résistance à la flexion

Dans l'évaluation des moments agissant sur le montage collaborant, il est tenu compte des continuités éventuelles des planchers combinées avec les continuités éventuelles de la tôle.

Les moments sur appuis sont évalués à partir des équations de la résistance des matériaux pour les poutres continues à inertie constante en admettant une minoration pour cause de redistribution d'efforts par fissuration (allongements / raccourcissements des matériaux plus importants sur appui qu'en travée).

Le coefficient de minoration pris usuellement et forfaitairement est de 0,85 (15 % de minoration). Il est pris en compte pour l'établissement des tables de sollicitations de calcul présentées ici dans le cas de travées égales sous charges réparties.

Les moments en travées résultent alors des équations de l'équilibre appliquées à chaque travée pour les cas de charge considérés.

Moyennant la vérification des conditions de NF EN 1992-1-1 (2005) § 5.5.(4) formule 5.10 formule a et b, si les effets de la fissuration du béton sont négligés dans l'analyse aux ELU, les moments fléchissants négatifs sur des appuis intermédiaires peuvent optionnellement être réduits d'une valeur allant jusqu'à 30 %, ce qui conduit à augmenter en conséquence les moments fléchissants positifs s'exerçant dans les travées adjacentes ainsi que les réactions sur les appuis voisins.

Toutefois, le moment réduit sur un appui intermédiaire ne peut être inférieur au moment résistant conféré par l'armature supérieure.

1.1.3.1.1 Justifications sous moments de flexion positifs

Elles consistent à vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Moment positif agissant M_{Ed}

Le moment positif agissant est évalué sous l'effet de toutes les charges appliquées, pondérées.

Dans le cas de travées d'égales portées soumises à des charges uniformément distribuées le moment agissant est de la forme :

$$M_{Ed} = L^2/8 \cdot [1,35 \cdot K_1 \cdot (g + g') + 1,5 \cdot K_2 \cdot q]$$


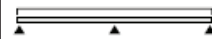

g : poids propre du plancher (avec une densité de béton armé durci de 25 kN/m³ suivant l'EN 1991-1-1)

g' : charges permanentes autres que le poids propre

q : charges d'exploitation

avec les valeurs K_1 et K_2 telles que présentées dans le tableau suivant.

Tableau 4 – Coefficients K_1 et K_2 pour le calcul de M_{Ed}

Schéma statique	K_1	K_2
	1	1
	0,62	0,80
	0,69 0,25	0,84 0,63
Travées extérieures		
Travées intérieures	0,67 0,40	0,83 0,70
Travées extérieures		
Travées intérieures		

Moment résistant M_{Rd}

1.1.3.1.1.1 Cas de la méthode « m et k »

Dans le cas de la méthode « m et k » la valeur de la résistance du plancher au moment fléchissant positif est analysée indépendamment de la résistance au glissement longitudinal entre la tôle et le béton.

Lorsque l'axe neutre du plancher à l'ELU est situé dans l'épaisseur du béton au-dessus de la tôle.

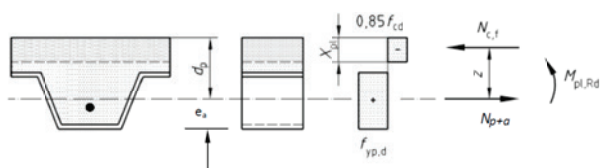


Figure 11 – Répartition des contraintes sous moment de flexion positif avec l'axe neutre situé au-dessus des tôles

$$M_{pl,Rd} = N_{p+renf} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_{pl})$$

Où

$$N_{p+renf} = (A_p \cdot f_{yp,d} + A_{renf} \cdot f_{ya,d})$$

A_{renf} est l'aire de section des barres de renfort sur la largeur b

$$f_{ya,d} = f_{ya,k} / \gamma_s$$

e_a est l'axe neutre de l'acier tendu $A_p + A_{renf}$.

Dans le cas de mise en œuvre de barres d'armatures convenablement enrobées et ancrées, N_p est l'effort de plastification de l'ensemble des aciers sollicités en traction.

$$X_{pl} = N_p / (b \cdot 0,85 \cdot f_{cd})$$

X_{pl} est la hauteur du bloc de contrainte du béton

d_p est la hauteur utile attachée au centre de gravité des aciers (profil et barres en nervures)

1.1.3.1.1.2 Cas de la méthode de la connexion partielle τ

La méthode de la connexion partielle fait intervenir la résistance au cisaillement longitudinal entre la tôle et le béton dans les justifications de moments fléchissants positifs le long des travées. Le moment résistant atteint dans les tronçons de plancher où la connexion est totale est le même que celui calculé en application de la méthode « m et k ».

La méthode « τ » est applicable lorsque l'Avis Technique publie les valeurs de calcul de la résistance au cisaillement longitudinal $\tau_{u,Rd}$, conformément au chapitre B 3.6 de l'EN 1994-1-1, permettant son application. Les valeurs expérimentales ayant servi à la fixation de ces valeurs de calcul sont obtenues à partir d'essais de flexion de dalles réalisés selon l'Annexe 2.

M_{Rd} est le moment résistant à la distance L_x de l'extrémité de la tôle, donc variable le long de la travée tant que $L_x < L_{sf}$ défini par :

$$M_{Rd} = N_c \cdot z + M_{pr} + M_{renfort}$$

Où

$$N_c = N_{cf} \eta$$

$$N_{cf} = N_p = A_{pe} f_{yp,d}$$

$$z = h - 0,5x_{pl} - e_p + (e_p - e)\eta$$

η est le taux de connexion acier/béton $\eta = L_x / L_{sf} \leq 1$

L_{sf} est la longueur nécessaire pour obtenir une connexion totale :

$$L_{sf} = \frac{N_{cf}}{b \tau_{u,Rd}}$$

b est la largeur de référence, habituellement le mètre à laquelle sont rapportées toutes les grandeurs sectionnelles

A_{pe} est l'aire de section efficace de la tôle sur la largeur b

$f_{yp,d}$ est la valeur de calcul de la limite d'élasticité de la plaque métallique

$$M_{pr} = 1,25 M_{pa} (1 - \eta) \leq M_{pa}$$

M_{pa} est le moment résistant plastique de la section transversale efficace de la plaque, calculé dans l'hypothèse de comportement rigide-plastique

$$x_{pl} = \frac{N_c + F_{renfort}}{0,85 b f_{ck} / \gamma_c} \leq h_c$$

h_c est l'épaisseur du béton au-dessus de la plaque

e_p est la distance entre l'axe neutre plastique de la plaque et la fibre tendue extrême de la dalle mixte en flexion sous moment positif

e est la distance entre l'axe neutre élastique de la plaque et la fibre tendue extrême de la dalle mixte en flexion sous moment positif

$M_{renfort}$ est la valeur de calcul du moment résistant apporté par les barres de renfort :

$$M_{renfort} = F_{renfort} (h_t - e_{renfort} - x_{pl} / 2)$$

$$F_{renfort} = f_{ya,k} A_{renfort} / \gamma_s$$

$A_{renfort}$ est l'aire de section des barres de renfort sur la largeur b

$f_{ya,k}$ est la limite caractéristique d'élasticité de l'armature de renfort.

1.1.3.1.2 Justification sous moments de flexion négatifs

Elle consiste à vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Moment agissant M_{Ed}

Le moment agissant est évalué sous l'effet de toutes les charges appliquées, pondérées.

Dans le cas de travées d'égales portées soumises à des charges uniformément distribuées le moment agissant est de la forme :

$$M_{Ed} = L^2 / 8 \cdot [1,35 \cdot K'_1 \cdot (g + g') + 1,5 \cdot K'_2 \cdot q]$$

g : poids propre du plancher (avec une densité de béton armé durci de 25 kN/m³ suivant l'EN 1991-1-1)

g' : charges permanentes autres que le poids propre

q : charges d'exploitation

Avec les valeurs K'_1 et K'_2 telles que présentées dans le

tableau suivant :

Schéma statique	K'_1	K'_2
	0,85	0,85
	0,68	0,79
	0,73	0,83
	0,48	0,72

Figure 12 – Coefficients K'_1 et K'_2 à utiliser pour le calcul de M_{Ed}

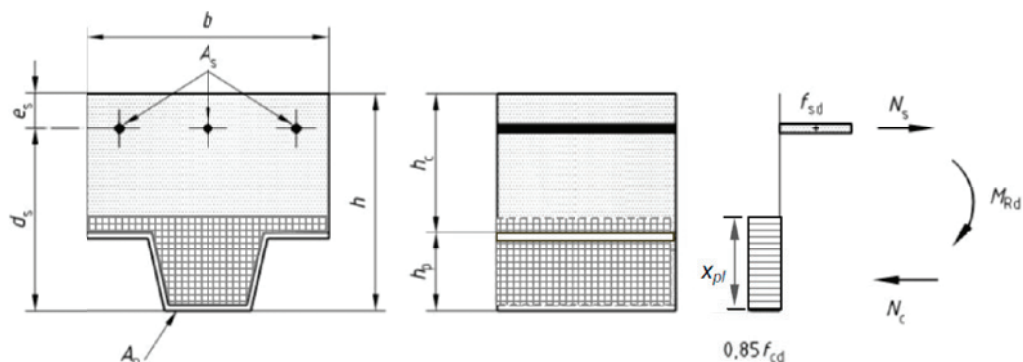


Figure 13 – Répartition des contraintes sous moment de flexion négatif

Moment résistant M_{Rd}

Le moment résistant négatif est évalué sans prise en compte de la résistance éventuelle en compression de la tôle.

$$M_{Rd} = A'_s \cdot f_{sd} \cdot z'_u$$

Où

A'_s est l'aire des armatures en lit supérieur (chapeaux)

$$z'_u = d_s - x'_{gu}$$

Avec

x'_{gu} la hauteur du barycentre des efforts de compression développés par le bloc de contrainte en compression dans le béton qui équilibre l'effort de traction des armatures.

Pour la détermination de x'_{gu} , on considère la géométrie de la nervure équivalente pour une largeur de plancher de 1 m donnée dans l'Avis Technique. On considère également une contrainte de calcul du béton égale à $0,85 \cdot f_{cd}$.

1.1.3.2 Vérification du cisaillement entre table et nervures

Cette vérification concerne la section horizontale de la nervure au niveau supérieur de la tôle comme indiqué sur la figure ci-dessous.

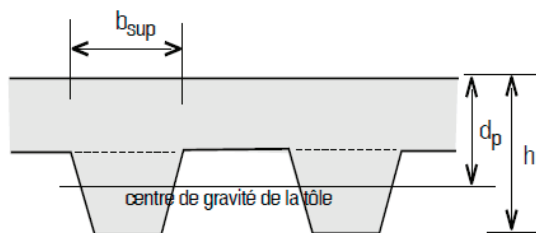


Figure 14 – Section de la dalle utilisée pour le calcul du cisaillement entre table et nervure

Elle consiste à vérifier l'inégalité :

$$\tau_{\text{solicitant}} \leq \tau_{\text{résistant}}$$

avec

$$\tau_{\text{solicitant}} = V_{\text{Ed}} / (b_{\text{sup}} \cdot z_u)$$

où

V_{Ed} est la valeur de l'effort tranchant ELU agissant à la distance $h/2$ de l'appui considéré

b_{sup} est la largeur d'ouverture en partie haute des nervures

z_u est le bras de levier à l'ELU pris égal à $0,85 d_p$, à défaut de calcul plus précis.

En l'absence de toute armature transversale de couture :

$$\tau_{\text{résistant}} = 0,03 \cdot f_{\text{ck}}$$

Dans le cas de l'utilisation des armatures transversales de couture les dispositions spécifiques de vérification et de mise en œuvre seront précisées dans l'Avis Technique.

1.1.3.3 Vérification du cisaillement vertical près des appuis

Nota : en plus de la vérification de la résistance au cisaillement, il doit toujours être effectué une vérification de la résistance à la flexion près des appuis.

$$V_{\text{Ed}} < V_{\text{Rd}} = V_{\text{Rd,c}} + V_{\text{b,Rd}}$$

1.1.3.3.1 Résistance du béton pour une nervure

$$V_{\text{Rd,c}} = \max [C_{\text{Rd,c}} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} \cdot A_c ; v_{\text{min}} \cdot A_c]$$

Avec

$$v_{\text{min}} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{\text{ck}}^{1/2}$$

$$C_{\text{Rd,c}} = 0,18 / \gamma_c$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2 \text{ lorsque } d \text{ est en mm}$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d_p)$$

$$A_s = A_p + A_{\text{sl}} \text{ dans le cas de moment de flexion positif}$$

$$A_s = A_{\text{sl}} \text{ dans le cas de moment de flexion négatif}$$

A_p aire d'acier du profil utilisable pour ce calcul donnée dans l'Avis Technique

A_{sl} la section de barres d'armatures tendues ajoutées selon les cas en fond de nervure ou en chapeau

Conformément à l'EN 1994-1-1, le calcul de ρ_1 est effectué en tenant compte de la plaque nervurée, avec sa section efficace sans les âmes.

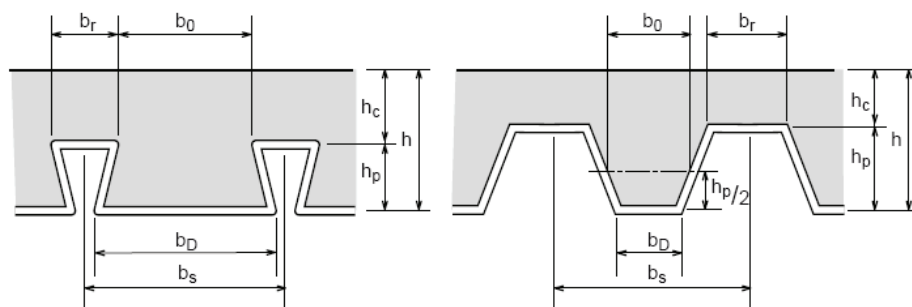


Figure 15 – Dimensions de la tôle et de la dalle

a) Sur appui rive (clause 9.7.5 de la NF EN 1994-1-1/AN) :

A_c est pris égale au maximum de :

- $b_w \times d_p$

et

- $b_w \times h_c$

b_w = minimum de la largeur dans la zone tendue correspondant à une nervure, donnée par la position de l'axe neutre à l'ELU : b_w sera compris entre b_D et b_0 , suivant les cas.

e_a = centre de gravité par rapport au nu inférieur du plancher des armatures de renfort et du profil.

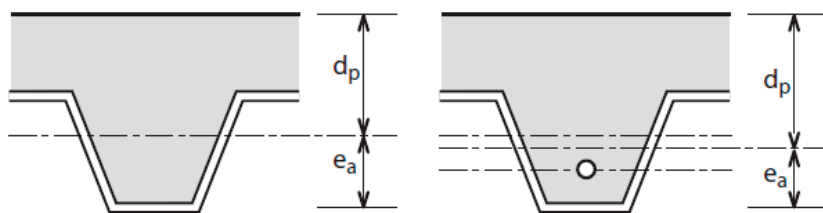


Figure 16 – Position du centre de gravité sur appui de rive

b) Sur appui intermédiaire :

$$A_c = d_s \times b_w$$

d_s distance du cdg des chapeaux au nu inférieur de plancher

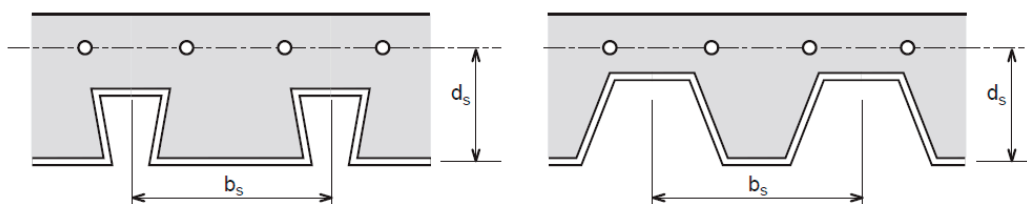


Figure 17 – Positions du centre de gravité sur appui intermédiaire

1.1.3.3.2 Résistance de l'acier des âmes par nervure

Il est admis de tenir compte de la contribution des âmes de la plaque nervurée à la résistance du cisaillement, cf. l'EN 1993-1-3 et EN 1993-1-3/NA.

Valeur de la contribution d'une âme (2 âmes par nervure) de la plaque nervurée à la résistance au cisaillement :

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} t f_{bv}}{\gamma_{M0}} \quad \dots (6.8)$$

Tableau 5 – Résistance au voilement de cisaillement

Élancement relatif de l'âme	Âme sans raidissage au droit de l'appui
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad \dots (6.10a)$$

Où :

- t est l'épaisseur d'acier de la tôle
- f_{yb} est la limite élastique de l'acier de la tôle
- s_w est la distance entre points médians des congés entre l'âme et les semelles

- h_w est la hauteur d'âme entre les fibres moyennes des semelles

ϕ est l'angle d'inclinaison de l'âme par rapport aux semelles

- pour les âmes munies de raidisseurs longitudinaux

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{5,34 f_{yb}}{k_r E}} \quad \text{mais} \quad \bar{\lambda}_w \geq 0,346 \frac{s_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

avec :

$$k_r = 5,34 + \frac{2,10}{t} \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3}$$

où :

I_s est le moment d'inertie du raidisseur longitudinal individuel par rapport à l'axe a – a tel qu'indiqué à la figure ci-dessous ;

s_d est la largeur développée totale de l'âme, telle qu'indiquée à la figure ci-dessous ;

s_p est la largeur de la plus grande paroi de l'âme, voir figure ci-dessous ;

s_w est la largeur de l'âme, telle qu'indiquée à la figure ci-après.

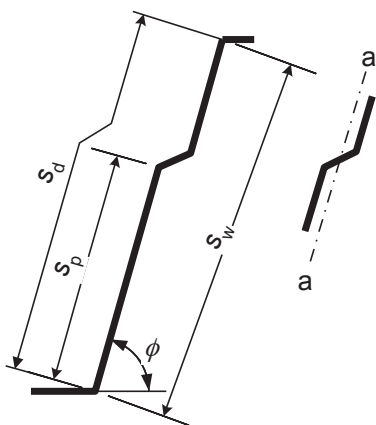


Figure 18 – Ame raidie longitudinalement

1.1.3.3.3 Vérification des bielles d'about

Cette vérification doit être effectuée conformément au paragraphe 6.5 de la NF EN 1992-1-1.

À l'appui simple d'about du plancher, on admet que les charges sont transmises par l'intermédiaire d'une bielle unique, dite « bielle d'about », inclinée d'un angle θ , choisi à 45° pour les formules ci-après.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{Ed, \text{bielle}} \leq \sigma_{Rd, \text{max}}, \text{ où}$$

$\sigma_{Ed, \text{bielle}}$ est la contrainte de compression sollicitante dans la bielle d'about

$\sigma_{Rd, \text{max}}$ est la valeur de calcul de la contrainte de compression admissible dans la bielle d'about.

La valeur de calcul des contraintes de compression admissibles $\sigma_{Rd, \text{max}}$ est spécifiée à l'article 6.5.4 (4) b. de la NF EN 1992-1-1, soit : $\sigma_{Rd, \text{max}} = 0,85 (1 - f_{ck}/250) f_{cd}$.

Dans le cas courant d'une bielle inclinée à 45° (correspondant au cas des planchers sans armatures d'effort tranchant), on a :

$$\sigma_{Ed, \text{bielle}} = 2 \cdot V_{Ed} / (b_w \cdot a_1), \text{ où :}$$

a_1 est la longueur d'appui de la bielle d'about.

a_2 est la largeur de la bielle d'about conformément à l'article 6.5.4 (4) b. de la NF EN 1992-1-1.

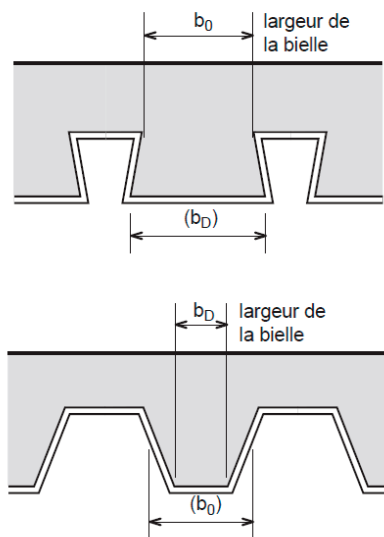
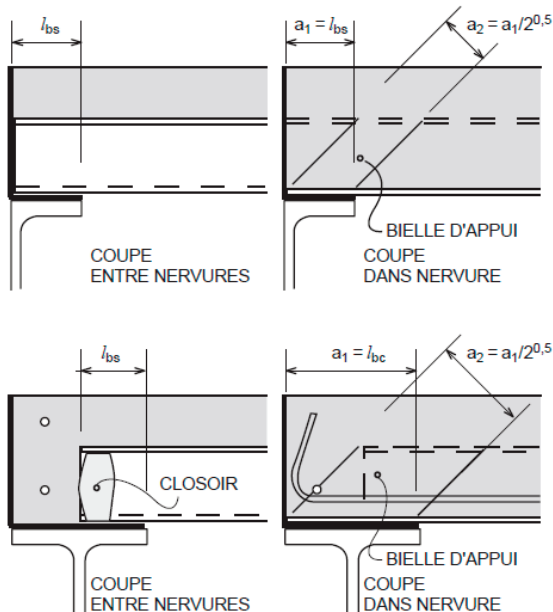


Figure 19 – Dimensions de la bielle d'about

1.1.3.4. Vérification de la collaboration tôle/béton à l'ELU selon la méthode « m et k »

La méthode « m et k » est applicable lorsque l'Avis Technique contient les valeurs de calcul permettant son application. Les valeurs expérimentales ayant servi à la fixation de ces valeurs de calcul sont obtenues à partir d'essais de flexion de dalles réalisés selon l'Annexe 2 et conformément au chapitre B.3.5 de l'EN 1994-1-1.

Elle consiste à vérifier que la valeur de l'effort tranchant agissant V_{Ed} n'est pas supérieure à la résistance au cisaillement de calcul $V_{1,Rd}$ au moyen de l'expression suivante :

$$V_{1,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{Vs}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right) \geq V_{Ed}$$

b , d_p sont exprimés en mm ;

A_p est l'aire de la section nominale des plaques en mm² ;

m , k sont les valeurs de calcul en N/mm² donnés dans l'Avis Technique

γ_{Vs} est le coefficient partiel pour l'ELU, égal à 1,25.

L_s est la portée de cisaillement en mm, définie ci-dessous.

Définition de L_s :

L_s vaut $L/4$ pour une charge uniforme appliquée sur la totalité de la travée isostatique ;

L_s est la distance entre la charge appliquée et l'appui le plus proche pour deux charges égales et disposées symétriquement par rapport au milieu d'une travée isostatique ;

Pour d'autres dispositions de charges, y compris une combinaison de charges ponctuelles asymétriques et réparties, il convient de construire le diagramme d'effort tranchant. L_s est alors obtenu en divisant l'aire sous le diagramme d'effort tranchant par la valeur de l'effort tranchant à l'appui.

Le calcul approché suivant est également admis : on prend la portée de cisaillement égale au moment maximal divisé par l'effort tranchant maximal aux points de moment nul.

Dans le cas des planchers calculés en continuité, il est permis d'utiliser une portée isostatique de substitution L_g pour la détermination de la résistance. Il convient de prendre la longueur de portée égale à la distance entre points de moments nuls dans la travée, en considérant l'effort tranchant maximal aux points de moment nul. Par défaut, L_g est pris égal à :

- $0,8L$ pour les travées intermédiaires ;
- $0,9L$ pour les travées de rive.

Usage de barres de renfort :

Lorsque des barres de renfort sont mises en place en lit inférieur, elles contribuent à la résistance au cisaillement du plancher, et la fraction d'effort tranchant à comparer avec la résistance au cisaillement du montage dépourvu de barres de renfort est donnée par l'expression :

$$V_{Ed} \frac{A_{pe} \cdot f_{yp,d} \cdot z}{A_{pe} \cdot f_{yp,d} \cdot z + A_r \cdot f_{s,d} \cdot z_a} \leq V_{1,Rd} \quad \text{où}$$

A_r est l'aire des armatures de renfort ;

$f_{s,d}$ correspond à la résistance de calcul des barres utilisées ;

z est le bras de levier du profil par rapport au barycentre des efforts de compression dans le béton pour équilibrer $A_{pe} \cdot f_{yp,d} + A_r \cdot f_{s,d}$;

z_a est le bras de levier des barres par rapport au même barycentre.

Effort tranchant agissant V_{Ed} (ELU)

Effort tranchant agissant aux appuis de rives dans le cas de travées égales soumises à des charges réparties

$$V_{Ed} = L/2 \cdot (1,35 \cdot k_0 \cdot g + 1,35 \cdot k_1 \cdot g' + 1,5 \cdot k_2 \cdot q)$$

avec

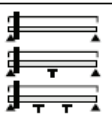
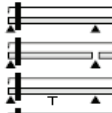

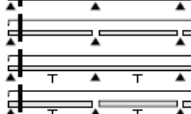
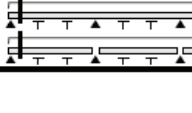


g : poids propre du plancher (avec une densité de béton de 25 kN/m^3)

g' : charges permanentes autres que le poids propre

q : charges d'exploitation

k_0 , k_1 et k_2 : coefficients adimensionnels donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6 – Coefficients à utiliser pour le calcul de V_{Ed}

Schéma statique	k_0	k_1	k_2
	0		
	0,63	1	1
	1		
	0		
	0		
	0,39		
	0,43	0,79	0,89
	0,79		
	0,79		
	0		
	0		
	0,43		
	0,47	0,83	0,91
	0,83		
	0,83		

1.1.3.5. Cas particulier des charges concentrées ou linéaires

L'intensité des charges concentrées ne devra pas dépasser les limites suivantes :

- charges ponctuelles statiques $\leq 20 \text{ kN}$;
- charges linéaires statiques $\leq 10 \text{ kN/m}$, ces limitations s'exerçant en l'absence d'une vérification complète de la répartition de ces charges (méthode Guyon-Massonnet) ;
- charges ponctuelles mobiles $\leq 15 \text{ kN}$, et espacées d'au moins $1,20 \text{ m}$ les unes des autres.

1.1.3.5.1 Résistance au poinçonnement

La vérification de la résistance au poinçonnement (cf. EN 1994-1-1 § 9.7.6) du plancher consiste à s'assurer que la charge agissante de dimensionnement (à l'ELU) n'est pas supérieure à la valeur donnée par :

$$V_{Ed,c} \leq v_{Rd,c} \cdot u \cdot h_c$$

où :

$$v_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_i \cdot f_{ck})^{1/3} ; v_{\min})$$

avec

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$$

$$k = 1 + (200/h_c)^{0,5} \leq 2 \text{ lorsque } h_c \text{ est en mm}$$

$\rho_i = (\rho_x \cdot \rho_y)^{0,5} \leq 0,02$ lorsque les pourcentages d'armatures en fils sont évalués dans chaque direction x ou y sur une largeur de plancher égale à la largeur d'impact dans la direction x ou y plus 6 fois la valeur de h_c .

$$\rho_x = A_{px}/d_p + A_{sx}/[h_c \cdot e_s]$$

$$\rho_y = A_{py}/[h_c \cdot e_s]$$

e_s est la distance du sommet des nervures au centre de gravité des armatures situées dans la dalle de compression ;

A_{sx} est l'aire de la section dans le sens des nervures ;

A_{sy} est l'aire de la section dans le sens transversal ;

u est le périmètre critique de la surface d'application de la charge sur le plancher définie au niveau supérieur de la tôle. Il s'agit d'un rectangle à coins arrondis. L'un des côtés du rectangle mesure une dimension de l'impact plus 2 fois h_c . L'autre côté du rectangle mesure l'autre dimension de l'impact plus 2 fois d_p . Le rayon des coins arrondis vaut h_c .

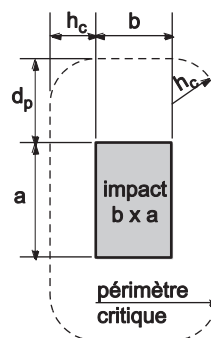


Figure 20 – Périmètre critique pour le poinçonnement

L'aire cisailée par le poinçonnement d'une charge d'impact $a \times b$ est ainsi donnée par la formule :

$$u \cdot h_c = 2h_c \cdot [a + b + 2 \cdot d_p + h_c \cdot (\pi - 2)]$$

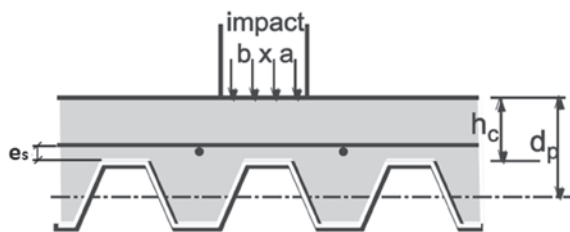


Figure 21 – Périmètre critique pour le poinçonnement

Il est rappelé que l'impact à la surface du plancher brut est celui $a \times b$ à la surface d'un revêtement de sol dur (une chape) augmenté sur chaque côté d'une largeur égale à l'épaisseur h_r du revêtement, qui découle d'une diffusion à 45° de l'épaisseur du revêtement.

1.1.3.5.2 Largeur d'application d'une charge concentrée

Les charges concentrées peuvent être considérées comme appliquées sur une aire plus grande que leur impact réel en surface du plancher. On considère une largeur d'application effective « b_m » obtenue par diffusion à 45° du contour de l'impact sur le plan correspondant au niveau de dessus des nervures de la tôle profilée.

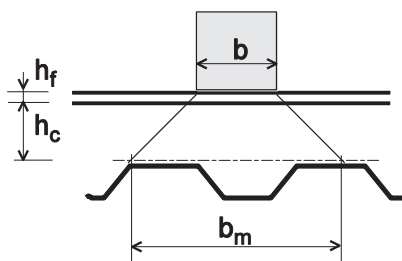


Figure 22 – Largeur d'une charge concentrée

$b_m = b_p + 2 (h_c + h_r)$ pour une chape béton ou autre matériau analogue

$b_m = b_p + 2 (h_c + 0,75 \cdot h_r)$ pour un revêtement moins résistant

1.1.3.5.3 Largeur participante de plancher

La largeur de bande de plancher efficace pour supporter une charge concentrée ne peut dépasser la valeur « b_{em} » ci-dessous.

- pour les vérifications du cisaillement de glissement et des moments de flexion

- pour les travées à appuis simples et les travées de rives de planchers continus :

$$b_{em} = b_m + 2 \cdot L_p \cdot [1 - (L_p/L)]$$

- pour les travées intermédiaires des planchers continus :

$$b_{em} = b_m + 1,33 \cdot L_p \cdot [1 - (L_p/L)]$$

- pour les vérifications de cisaillement du béton

$$b_{em} = b_m + L_p \cdot [1 - (L_p/L)]$$

avec :

L = portée entre appuis

L_p = distance de la charge concentrée à l'appui le plus proche

Dans le cas des charges concentrées linéaires parallèles aux nervures, on considère ces dernières comme une succession de charges ponctuelles et on détermine la largeur efficace par la même méthode.

D'après l'EN 1994-1-1, § 9.4.3, il est permis d'utiliser une armature de répartition forfaitaire si les charges d'exploitation caractéristiques ne dépassent pas les valeurs suivantes :

- charge concentrée : 7,5 kN ;
- charge répartie : 5,0 kN/m².

Il convient que cette armature de répartition forfaitaire ait une aire de section transversale d'au moins 0,2 % de l'aire du béton situé au-dessus des nervures, et qu'elle s'étende sur une largeur d'au moins b_{em} telle que donnée dans le présent article. Il convient d'assurer des longueurs d'ancrage minimales au-delà de cette largeur conformément à l'EN 1992-1-1. Une armature mise en place à d'autres fins peut satisfaire tout ou partie de cette règle.

Lorsque les conditions d'utilisation d'armatures forfaitaires ne sont pas satisfaites, il convient de déterminer la distribution des moments fléchissants provoqués par les charges linéiques ou ponctuelles et de mettre en œuvre une armature transversale appropriée conforme à l'EN 1992-1-1.

1.1.3.5.4 Armatures de répartition

À défaut d'un calcul précis (de type Guyon-Massonnet, par exemple), la section de l'armature de répartition transversale peut être déterminée comme pour une semelle de fondation de largeur b_{em} , en réduisant ensuite forfaitairement d'un tiers.

On utilise l'expression suivante :

$$N_a = Q \cdot \frac{b_{em} - b}{8 \cdot (h_c - e_s)} \cdot 0,66$$

avec :

- b_{em} , b et h_c , exprimés en centimètres pour un enrobage de 10 mm ;
- N_a , l'effort de traction (daN) dans la totalité des armatures de répartition.

Dans le cas d'une charge ponctuelle, les armatures transversales sont disposées systématiquement par rapport à la charge sur une longueur de plancher égale à $3/4 \cdot b_{em}$.

Dans le cas des charges localisées linéaires, Q représente la charge par unité de longueur et N_a l'effort total de traction dans les armatures perpendiculaires à la charge, et disposées par unité de longueur.

1.1.4 Vérifications du montage collaborant en service et à l'État limite de service

1.1.4.1 Vérification du glissement tôle/béton à l'ELS selon la méthode « m et k »

Elle consiste à vérifier le respect de l'inégalité suivante concernant l'effort de cisaillement de glissement entre tôle et béton :

$$V_{E,ser} \leq V_g$$

où

$V_{E,ser}$ est l'effort tranchant développé en service, après prise du béton, dans la section considérée de largeur b ;

V_g est la valeur divisée par $\gamma_{d,ser} = 1,0$ de l'effort tranchant pour laquelle un glissement est susceptible de se créer entre la tôle et le béton ;

dans laquelle

$$V_g = b \cdot z_{él,p} \cdot [m_g \cdot A_p / (b \cdot L_s) + k_g]$$

où

m_g et k_g sont des coefficients déterminés à la suite d'essais et donnés dans l'Avis Technique ;

$A_p/(b.L_s)$ a la même signification et les mêmes valeurs que dans la vérification § 1.134 ;

$z_{el,p}$ est le bras de levier associé au profilé en acier

$$z_{el,p} = I_{el} / S_{el,p}$$

où :

I_{el} est le moment d'inertie de la section complète homogénéisée en considérant le béton tendu fissuré ;

$S_{el,p}$ est le moment statique du profilé métallique par rapport à l'axe neutre de la section complète.

Remarques importantes :

Il est considéré dans cette vérification que les charges appliquées en surface du plancher sont supérieures aux charges suspendues (accrochées en sous-face).

Lorsque le plancher est susceptible de supporter des charges dynamiques peu importantes (bâtiments industriels, parcs de stationnement) les valeurs de m_g et de k_g à utiliser dans la formule de calcul de V_g sont à diviser par 1,25. Il est précisé qu'il s'agit uniquement de charges ne pouvant donner lieu à aucun phénomène de fatigue ni à des chocs répétés ; il est admis que ce domaine couvre le cas de charges roulantes de faible intensité, c'est-à-dire les véhicules dont la charge maximale par essieu ne dépasse pas 30 kN.

Effort tranchant agissant $V_{E,ser}$ (ELS)

Effort tranchant agissant aux appuis de rives dans le cas de travées égales soumises à des charges réparties

$$V_{E,ser} = L/2 \cdot (k_0 \cdot g + k_1 \cdot g' + k_2 \cdot q)$$

avec

g : poids propre du plancher (avec une densité de béton de 25 kN/m³)

g' : charges permanentes autres que le poids propre

q : charges d'exploitation

k_0 , k_1 et k_2 : coefficients adimensionnels donnés dans le tableau déjà utilisé pour l'évaluation de V_{Ed} à l'ELU.

1.1.4.2 Conditions de déformation

La vérification de la flèche totale sous charges quasi permanentes n'est pas considérée dans le dimensionnement courant des planchers collaborants. Toutefois, des exigences spécifiques concernant la flèche totale peuvent être précisées dans les DPM.

Limitation de la flèche active à L/500 ou L/350

La flèche active des planchers, dite aussi flèche nuisible est celle pouvant provoquer des désordres dans des cloisons ou des revêtements de sol supportés par le plancher. C'est la part de fléchissement qui intervient après l'achèvement des revêtements de sols ou partitions selon les cas qui sont considérés comme fragiles. Elle est appréciée en milieu de travée.

Ce fléchissement ne doit pas dépasser 1/500 de la portée si cette dernière est inférieure ou égale à 5,00 m et 0,5 cm + L/1 000 dans le cas où la portée est supérieure à 5,0 m.

Dans le cas des planchers qui ne supportent ni cloisons maçonnées ni revêtements de sol fragiles, on limite leur flèche, constituée conventionnellement par les déformations citées ci-dessus, à L/350 pour les portées jusqu'à 3,50 m et à 0,5 cm + L/700 pour les portées plus grandes.

Pour prendre en compte le fluage dépendant de la durée

d'application des charges, le calcul peut prendre pour modules de déformation longitudinale de béton de poids volumique normal de classe C25/30 les valeurs suivantes :

– $E_i = E_{cm}$ pour le module sous charges instantanées ;
avec :

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.30}$$

– $E_v = E_{c,eff}$ pour le module sous charge de longue durée.
avec :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c,m}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

$$\varphi(\infty, t_0) = 2$$

Dans les calculs des moments d'inertie intervenant dans les déformations du plancher, il est d'usage de transformer les sections mixtes acier béton en sections homogénéisées associées au module d'élasticité de l'acier égal à 210 000 MPa. Les caractéristiques sectionnelles réelles des aires de béton sont alors transformées en équivalences d'aires d'acier avec application d'un coefficient de réduction égal au rapport des modules d'élasticité des matériaux béton et acier.

Lorsque l'accroissement du fléchissement est évalué immédiatement après l'application d'une charge le coefficient à appliquer aux aires du béton est de 1/7. Les valeurs de rigidité EI du plancher sont repérées par la lettre i .

Lorsque l'accroissement du fléchissement est évalué plus de 90 jours après l'application d'une charge le coefficient à appliquer aux aires du béton est de 1/21. Les valeurs de rigidité EI du plancher sont repérées par la lettre v .

Lorsque l'on considère la section de béton comme non fissurée, l'aire de béton remplit le coffrage. Les valeurs de rigidité EI du plancher sont repérées par la lettre h .

À l'opposé on considère également le cas des aires de béton tendu comme entièrement fissurées, la position de l'axe neutre de la section étant calculée en considérant un coefficient d'équivalence acier béton de 15. Les valeurs de rigidité EI du plancher sont repérées par la lettre e .

Les calculs des fléchissements font donc intervenir quatre valeurs de rigidité du plancher à savoir :

- $E_i.I_h$ pour calculer le fléchissement immédiat d'un plancher non fissuré sous l'effet d'une charge ajoutée ;
- $E_i.I_e$ pour calculer le fléchissement immédiat d'un plancher très fissuré sous l'effet d'une charge ajoutée ;
- $E_v.I_h$ pour calculer le fléchissement après 90 j d'un plancher non fissuré sous l'effet d'une charge ajoutée ;
- $E_v.I_e$ pour calculer le fléchissement après 90 j d'un plancher très fissuré sous l'effet d'une charge ajoutée.

On définit alors :

M_{cr} moment critique de fissuration du béton dans les sections homogénéisées (avec $n = 15$) considérées non fissurées lorsque la contrainte de traction du béton en flexion atteint $f_{ctm,fl} = 1,45 f_{ctm}$ (pour un plancher d'épaisseur courante 150 mm) soit 3,64 MPa pour un C25/30

ζ un coefficient caractérisant le degré de fissuration défini tel que :

$$\zeta = 0 \quad \text{si } M_t \leq M_{cr}$$

$$\zeta = 1 - (M_{cr}/M_t)^{0.5} \quad \text{si } M_t > M_{cr}$$

On désigne par :

G le poids propre du plancher brut construit à la date D_0 . Dans le cas de pose sans étais le poids propre est considéré comme compensé par le coffrage et G ne participe pas à la déformation du plancher intervenant après prise du béton. Dans le cas d'usage d'étais c'est la réaction de l'étais ou des étais qui se substitue au terme G . Il est cependant loisible de considérer que le poids propre dans les constructions étayées se reporte intégralement sur la phase mixte ;

G_1 la valeur de la charge rapportée sur le plancher brut avant la date D_1 de mise en œuvre des éléments fragiles ;

G_2 la valeur de la charge correspondant aux partitions ou aux revêtements de sol considérés comme sensibles à la déformation du plancher ;

G_3 la valeur des charges permanentes mises en œuvre après la date D_2 de fin de construction des éléments fragiles ;

À défaut d'informations spécifiques dans les DPM, on retiendra $D_1 = D_2 = 60$ jours ;

Q la valeur spécifiée de la charge d'exploitation ;

Q_1 la part quasi permanente de la charge d'exploitation Q qui peut être prise égale à $0,5 \cdot \psi_2 \cdot Q$ à défaut de spécification dans les DPM ;

ψ_2 est calculé selon la formule 6.16b de l'EN 1990 ;

$Q_2 = Q - Q_1$ la part variable de la charge d'exploitation.

La flèche active est l'accroissement du fléchissement à intervenir après la date D_2 et estimé à une date lointaine D_3 .

À D_1 la charge appliquée est $G + G_1$.

À D_2 la charge appliquée est $G + G_1 + G_2$.

Flèche f_1 à D_2 après construction des éléments fragiles

La flèche f_1 est calculée en interpolant entre deux situation conventionnelles définies par $f_{1,i}$ et $f_{1,v}$, définies comme suit.

On désigne par :

M_1 le moment appliqué en travée sous $G + G_1 + G_2$

ζ_1 la valeur de ζ pour le moment appliqué M_1

$$\zeta_1 = 0 \quad \text{si } M_1 \leq M_{cr}$$

$$\zeta_1 = 1 - (M_{cr}/M_1)^{0.5} \quad \text{si } M_1 > M_{cr}$$

Si D_2 est très proche de D_0 les fléchissements sont tous considérés comme instantanés et l'on a :

$$f_{1,i} = M_1 \cdot L^2/10 \cdot [\zeta_1 / E_v \cdot I_e + (1 - \zeta_1) / E_v \cdot I_h]$$

Si D_1 et D_2 sont très éloignés de D_0 , le fléchissement sous $G + G_1$ est considéré sous charge de longue durée alors que la variation de fléchissement sous G_2 a un caractère instantané avec une valeur réduite à $1/3$ de ce qu'elle serait en chargement de longue durée.

Une valeur M_2 du moment dans l'équation de f_1 faisant intervenir une charge G_2 réduite de $2/3$ soit sous la charge fictive $G + G_1 + 1/3 \cdot G_2$ permet de tenir compte de l'effet réduit de ce type de chargement. Le degré de fissuration du béton n'est pas modifié par la chronologie de mise en place des charges et la valeur de ζ_1 est celle déjà calculée.

$$f_{1,v} = M_2 \cdot L^2/10 \cdot [\zeta_1 / E_v \cdot I_e + (1 - \zeta_1) / E_v \cdot I_h]$$

Lorsque la mise en œuvre des éléments fragiles intervient après 90 jours on évalue une flèche moyenne :

$$f_1 = f_{1,i} + 0,5 \cdot (f_{1,v} - f_{1,i})$$

Pour une mise en œuvre à t jours ($t < 90$) :

$$f_1 = f_{1,i} + 0,5 \cdot t/90 \cdot (f_{1,v} - f_{1,i})$$

Flèche f_2 sous chargement total

On désigne par :

M_3 le moment appliqué en travée sous $G + G_1 + G_2 + G_3 + Q_1 + Q_2$

M_4 une valeur de moment atténué sous la charge virtuelle de $G + G_1 + G_2 + G_3 + Q_1 + 1/3 \cdot Q_2$

ζ_3 la valeur de ζ pour le moment appliqué M_3

$$\zeta_3 = 0 \quad \text{si } M_3 \leq M_{cr}$$

$$\zeta_3 = 1 - (M_{cr}/M_3)^{0.5} \quad \text{si } M_3 > M_{cr}$$

On a alors :

$$f_2 = M_4 \cdot L^2/10 \cdot [\zeta_3 / E_v \cdot I_e + (1 - \zeta_3) / E_v \cdot I_h]$$

Flèche active

$$f = f_2 - f_1$$

Perfectionnement proposé dans la norme NF EN 1992-1-1

La méthode permet de tenir compte de chargements de distributions quelconques lorsque la formule $L^2/10 \cdot M/EI$ offre une approximation satisfaisante en charges uniformément distribuées. Le terme $L^2/10 \cdot M/EI$ peut être adapté dans les formules ci-dessus, par des formules adaptées à des distributions de charges ou des dispositions de travées différentes.

L'article 7.4.3 de l'EN 1992-1-1 permet de calculer les flèches lorsque les formules ci-avant n'offrent pas une approximation suffisantes en charges uniformément distribuées.

1.1.5 Conditions d'appuis

Les exigences du § 9.2.3 de l'EN 1994-1-1 s'appliquent.

En particulier (cf. schéma ci-dessous) :

sur de l'acier ou du béton : $l_{bc} = 75 \text{ mm}$ et $l_{bs} = 50 \text{ mm}$

sur d'autres matériaux : $l_{bc} = 100 \text{ mm}$ et $l_{bs} = 70 \text{ mm}$

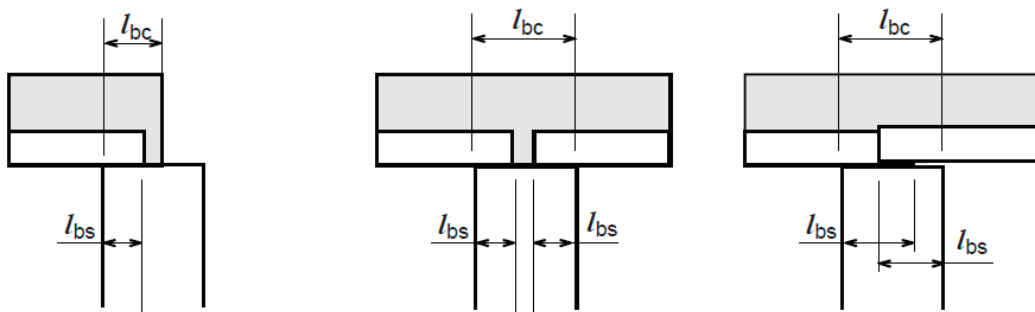


Figure 23 – Conditions d'appui minimales

1.2 Maîtrise de la fissuration

Le dimensionnement des planchers est effectué sur la base d'un béton ayant atteint ses caractéristiques nominales à 28 jours. Par conséquent, une formation de fissures est hautement probable notamment sur les poutres principales si le plancher est soumis à des charges avant la prise du béton.

La maîtrise de la fissuration ne traite pas des fissures formées avant la prise du béton.

La fissuration après mise en service du plancher notamment au droit des poutres principales (poutres parallèles aux nervures) est normale, lorsque les arasés supérieurs des solives et des poutres principales sont de même niveau. Cette fissuration n'est pas préjudiciable au fonctionnement de la structure. Elle peut être maîtrisée en respectant l'ensemble des prescriptions qui suivent.

- (1) Dans le cas de planchers justifiés en continuité sur appuis, le sciage de la dalle béton n'est pas autorisé.
- (2) Dans le cas de planchers justifiés en isostatiques, le sciage de la dalle béton n'est autorisé que s'il est prévu en phase de conception et décrit sur les plans d'exécution.
- (3) La longueur des armatures doit être prise égale à $L/3$ de part et d'autre de l'appui, L étant la portée du plancher, soit une longueur totale de $2L/3$ dans le cas de travées égales.

- (4) Les armatures sur les appuis intermédiaires (porteurs) doivent équilibrer au minimum un moment pris égal à $0,3 M_0$ y compris pour les planchers calculés en isostatique.

Le moment M_0 est calculé sur la portée des bacs..

- (5) Les armatures sur les appuis parallèles aux nervures (non porteurs pour le calcul du plancher) doivent équilibrer les moments négatifs forfaitaires:

- Si la flèche des solives est supérieure à $L/500$ sous combinaison caractéristique (L = portée des solives): $0,3 M_0$ sur l'appui parallèle aux nervures des bacs en travée de rive et $0,2 M_0$ sur l'appui parallèle aux nervures des bacs en travée intérieure, M_0 étant le moment calculé sur la portée des solives.
- Si la flèche des solives est inférieure ou égale à $L/500$ sous combinaison caractéristique (L = portée des solives): $0,3 M_0$ sur l'appui parallèle aux nervures des bacs en travée de rive et $0,2 M_0$ sur l'appui parallèle aux nervures des bacs en travée intérieure, M_0 étant le moment calculé sur la portée des bacs.

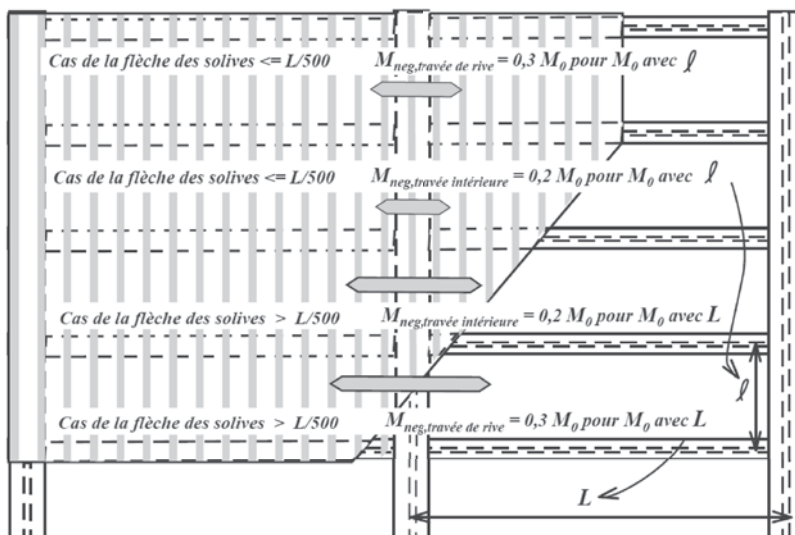


Figure 24 – Valeurs de M_0 à utiliser selon la disposition de travée considérée

(6) Dans le cas de justifications du plancher comme isostatique, le pourcentage d'armatures dans le sens parallèle aux nervures doit être pris égal à la plus grande des valeurs entre la quantité prévue à l'alinéa (4), et aux suivantes :

- 0,4 % de l'aire de béton sur la hauteur h_c au-dessus des nervures, dans le cas de bacs avec étais ;
- 0,2 % de l'aire de béton sur la hauteur h_c au-dessus des nervures, dans le cas de bacs sans étais.

Les sections ci-avant sont fournies hors besoin d'armatures additionnelles requises éventuellement pour les poutres mixtes ou béton armé.

(7) Il convient de s'assurer que les armatures en chapeau et leur ancrage au-delà du nu d'appui de rive peuvent équilibrer un moment non inférieur à $0.15 M_0$ y compris pour les planchers calculés en isostatique.

(8) Le treillis général doit avoir une section minimale dans les deux directions de $0,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ avec un espacement maximum entre fils de 25 cm.

(9) Lorsqu'une condition d'ouverture de fissure est fixée aux DPM (par exemple dans le cas de mise en œuvre de revêtement de sol fragile) et dans le cas de surfacage lissé avec incorporation de couche d'usure, les dispositions suivantes s'appliquent au droit des poutres principales, parallèles aux nervures :

- étalement « non bridé » des solives, avec espacement entre étais de 4 m maximum, d'une durée de 7 jours minimum après le coulage du béton ;
- $5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de section minimale de l'armature supérieure sur une longueur supérieure ou égale à 20 % de la portée des solives, de chaque côté de la poutre principale ; les armatures complémentaires sont posées au dessus du treillis soudé général ;
- épaisseur minimale du plancher respectant les prescriptions d'enrobage des armatures sur appui, cf. *paragraphe 1.32*.

1.3 Durabilité, enrobages

1.3.1 Protection contre la corrosion

Les exigences pour la protection contre la corrosion de la tôle doivent être données dans le cahier des charges d'exécution en termes de spécification de performance ou sous forme d'exigences de performance pour le traitement de protection devant être utilisé.

Les prescriptions et exigences sont définies à l'annexe F de l'EN 1090-2.

1.3.2 Enrobage des armatures

Pour les armatures inférieures, en application de la clause 4.4.1.2 (8) NOTE de l'ANF de l'EN 1992-1-1, si le bac collaborant a la durée d'utilisation de projet prescrite, l'enrobage doit respecter la condition $c_{\min} = \max(c_{\min,b} ; 10 \text{ mm})$.

Pour les armatures supérieures, on respecte les clauses du tableau 4.3 NF.

Dans tous les cas, on respecte l'expression (4.1), où l'enrobage nominal est défini par $c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}}$

Avec :

$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$ sans prescription particulière, ou 5 mm dans le cas d'un système d'assurance qualité dans lequel la surveillance inclut des mesures de l'enrobage

des armatures avant coulage du béton, dont les principes sont décrits au *paragraphe 3.53*.

Le treillis soudé prévu dans la dalle doit satisfaire aux conditions minimales suivantes.

a) Armatures perpendiculaires aux ondes :

- espacement maximal : 25 cm ;
- section (en cm^2/m) : la plus grande des deux valeurs suivantes : $0,1 h_c$ ou $216/f_{yk}$,

h_c étant l'épaisseur du béton de dalle au-dessus des ondes, h_c étant limitée supérieurement pour ce calcul à 6 cm, et f_{yk} étant la limite d'élasticité des aciers en MPa ;

b) Armatures parallèles aux ondes :

- espacement maximal : 25 cm ;
- section : la moitié des valeurs précédentes.

Le respect des enrobages peut être satisfait en respectant les épaisseurs au-dessus des ondes de la tôle, données par exemple :

- 4,5 cm en valeur nominale, si utilisation de cales de 15 mm + PAF C 9 mm, cousus par des barres HA + 10 mm d'enrobage (+ 10 mm de tolérance de pose) ;
- 5 cm en valeur nominale, si utilisation de barres sur appuis (treillis en partie courante, avec recouvrement par des barres) ;
- 6,5 cm en valeur nominale, si utilisation de treillis soudés superposés sur appuis et si la classe d'exposition impose un enrobage minimum de 1 cm (20 mm de cales + 25 mm de superposition de 2 treillis PAF 10 + 10 mm d'enrobage [+ 10 mm de tolérance de pose]) ;
- 7,3 cm en valeur nominale, si utilisation de treillis soudés superposés sur appuis et si la classe d'exposition impose un enrobage minimum de 1 cm (20 mm de cales + 33 mm de superposition de 3 treillis PAF 10 + 10 mm d'enrobage [+ 10 mm de tolérance de pose]) ;
- 7,5 cm en valeur nominale, si utilisation de treillis soudés superposés sur appuis et si la classe d'exposition impose un enrobage minimum de 2 cm (20 mm de cales + 25 mm de superposition de 2 treillis PAF 10 + 20 mm d'enrobage [+ 10 mm de tolérance de pose]) ;
- 8,3 cm en valeur nominale, si utilisation de treillis soudés superposés sur appuis et si la classe d'exposition impose un enrobage minimum de 2 cm (20 mm de cales + 33 mm de superposition de 3 treillis PAF 10 + 20 mm d'enrobage [+ 10 mm de tolérance de pose]) ;

Les joints aux raccordements entre bacs sur locaux humides ou à atmosphère corrosive doivent être obturés.

Des modalités de calage sont décrites au *paragraphe 3.52*.

1.4 Conception en zones sismiques

En cas d'utilisation en zones sismiques pour lesquelles des dispositions sont requises au sens de l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié, d'une façon générale, la conception du plancher doit respecter les conditions suivantes.

1.4.1 Fonction diaphragme

Le plancher peut remplir la fonction de diaphragme s'il respecte les exigences détaillées ci-dessous.

- (1) Le plancher doit être dimensionné en majorant l'action sismique par un coefficient de sur-résistance pris égal à $\gamma_d = 1,3$ suivant les principes de combinaisons de la clause 4.3.3.5.1 (3) de l'EN 1998-1 :

$$\pm \gamma_d F_{i,dia,x} \pm 0,3 \gamma_d F_{i,dia,y}$$

$$\pm 0,3 \gamma_d F_{i,dia,x} \pm \gamma_d F_{i,dia,y}$$

où : $F_{i,dia,x}$ et $F_{i,dia,y}$ sont les forces sismiques considérées dans les deux directions x et y, appliquées au diaphragme au niveau i.

(2) Les dimensions doivent répondre aux critères suivants :

- la hauteur h totale est de 9 cm minimum ;
- l'épaisseur h_c de béton au-dessus de la tôle est de 5 cm minimum pour des portées entre poutres principales (dans le sens perpendiculaire aux nervures) inférieures à 6 m, et 7 cm pour des portées supérieures.

Nota : les portées courantes des planchers collaborants entre poutres principales étant inférieures à 6 m, la rigidité du diaphragme peut être considérée comme suffisante avec une hauteur de béton de 5 cm. Dans le cas où la portée est supérieure à 6 m entre poutres principales, la hauteur de béton de 7 cm est conforme à l'exigence du paragraphe 5.10 (1) de l'EN 1998-1.

(3) Les armatures du plancher doivent remplir les conditions suivantes :

- les renforts des trémies doivent être dimensionnés pour transmettre les efforts aux éléments de contreventement. Le diaphragme doit être dimensionné en conséquence ;
- les longueurs d'ancrage des armatures placées en chapeau, pour l'établissement de la continuité au-dessus des appuis concernés, doivent être majorées de 30 %.

(4) Fonction tirant buton : dans les deux directions, le plancher doit présenter en toute section transversale une capacité de résistance ultime à la traction correspondant à la valeur maximale entre 15 kN/ml et celle issue du calcul sismique d'ensemble effectué sur le projet.

Les conditions précédentes peuvent être respectées avec l'utilisation 1,42 cm²/m minimum dans les deux sens, pour une hauteur de béton h_c de 5 cm.

1.4.2 Vérification de la résistance au cisaillement

Il convient de vérifier la résistance au cisaillement des diaphragmes dans les sections les plus sollicitées à l'effort tranchant.

Pour une dalle en béton d'épaisseur h_c supérieure à 200 mm et comportant des armatures spécifiques d'effort tranchant, la résistance peut être vérifiée en utilisant la méthode de l'article 6.2.3 de l'EN 1992-1.

Pour une dalle en béton d'épaisseur h_c comprise dans l'intervalle 50 mm $\leq h_c \leq$ 200 mm, donc sans possibilité de placer des armatures spécifiques d'effort tranchant, la résistance au cisaillement du diaphragme en béton, assimilée à celle d'un voile, est vérifiée sur la base de la formulation donnée en 6.2.2 (1) dans l'Annexe nationale de l'EN 1992-1-1 :

$$\tau_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \geq \frac{0,35}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2}$$

où : $C_{Rd,c}$ est pris égal à 0,18 / γ_c

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{h_c}} \leq 2 \quad \text{avec } h_c \text{ en mm ;}$$

f_{ck} est la résistance caractéristique du béton en compression, en MPa ;

ρ_1 est le rapport entre l'aire de la section d'armature tendue perpendiculaire à la section de béton cisailée et l'aire de cette section cisailée (on peut raisonner par unité de longueur sur la largeur de la dalle).

Dans l'expression précédente, le rapport ρ_1 tient compte d'un effet favorable de l'armature tendue lorsque celle-ci est effectivement ancrée, une double nappe d'armature étant en général présente dans la dalle pour reprendre sa flexion sous charges non sismiques.

Lorsque $\rho_1 = 0$ (par exemple lorsqu'on ne peut considérer ancrée l'armature tendue au voisinage d'un bord libre), l'expression précédente permet d'utiliser une résistance minimale :

$$\tau_{Rd,c}^{(min)} = \frac{0,35}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2}$$

La résistance d'une section du diaphragme soumise à un effort tranchant V_{dia} se vérifie alors grâce à la relation suivante :

$$V_{dia} \leq V_{dia,Rd} = \tau_{Rd,c} h_c L_c$$

où : $\tau_{Rd,c}$ est la résistance au cisaillement calculée comme indiqué précédemment ;

L_c est la longueur cumulée de la liaison entre la dalle et les éléments de contreventement, dans la direction de l'effort tranchant, au droit de la section étudiée.

1.4.3 Vérification de la résistance en flexion

Il convient de vérifier le dimensionnement de la dalle dans la section la plus sollicitée en flexion.

Pour une section de dalle de dimension l et soumise à un moment fléchissant M_{dia} , l'effort axial de membrure qu'il convient de considérer est donné par :

$$N_{m,dia} = \frac{M_{dia}}{l_m}$$

l_m est la distance moyenne entre les deux membrures, donc légèrement inférieure à l .

Cet effort de membrure peut être repris par les poutres métalliques de rive ou par une armature dont l'aire de section minimale est donnée par :

$$A_s = \frac{M_{dia}}{l_m f_{sy,d}}$$

1.4.4. Conditions de liaisons aux appuis, et de fixations entre bacs

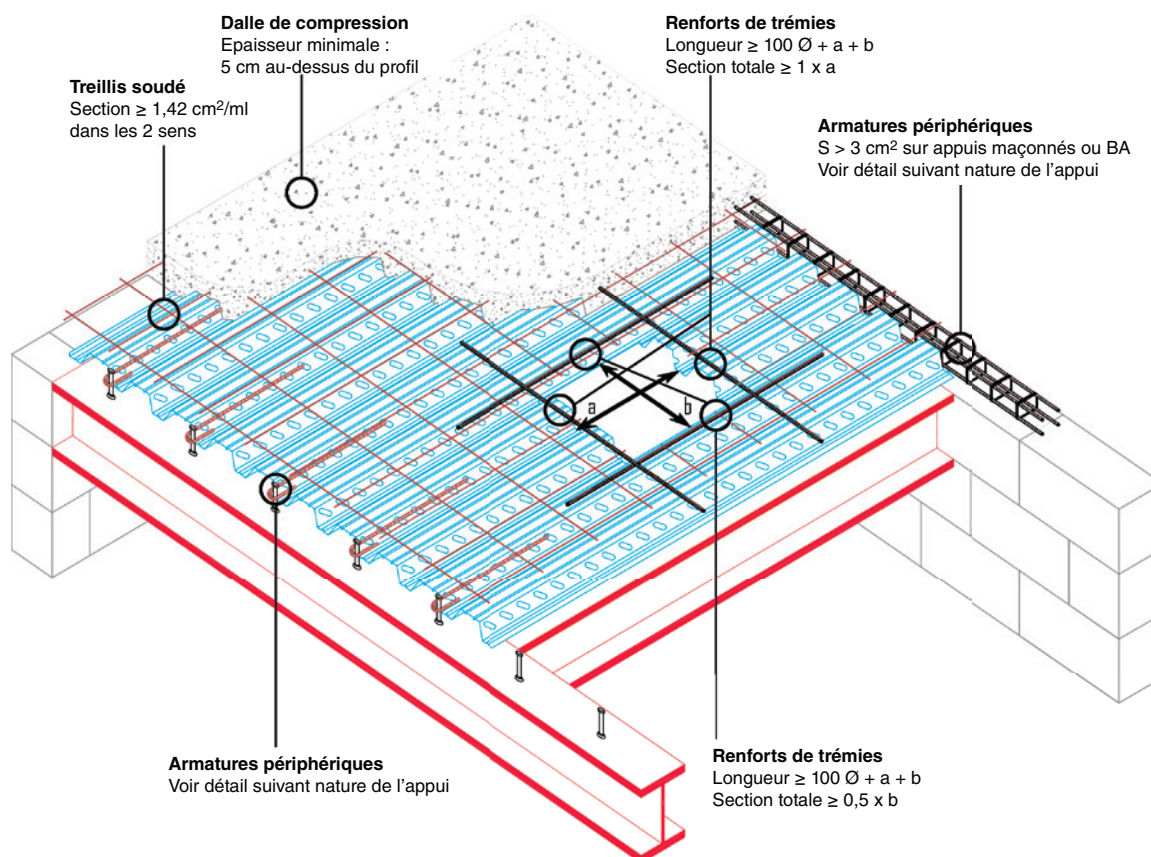


Figure 25 – Dispositions générales de chaînage et de ferrailage

Rappel : l'épaisseur des 5 cm n'est valable que dans les conditions indiquées au *paragraphe 1.41*.

Les sections de chaînages indiquées ci-dessus sont des valeurs minimales et peuvent être supérieures.

Les conditions de fixations de montage, entre bacs et sur les appuis, sont données au *paragraphe 3.4*.

Les conditions d'appuis sont données au *paragraphe 1.15*.

Dans la direction parallèle à l'effort horizontal :

- la tôle doit être fixée sur tous les appuis (intermédiaires et d'extrémité) à l'aide de deux fixations au minimum dont l'une au recouvrement de bacs et une supplémentaire sur la nervure de rive ;
- les bacs doivent respecter les prescriptions de l'Avis Technique concernant les liaisons au recouvrement dans le sens longitudinal.

1.4.4.1 Appuis métalliques

Dans la direction perpendiculaire à l'effort, les fixations peuvent être des goujons à tête dimensionnés en fonction de l'action horizontale à reprendre, selon les exigences suivantes :

- la ductilité des connecteurs doit être vérifiée (6 mm de déplacement total minimum sur la charge ultime, cf. EN 1994-1-1) ;

- pour les classes ductilité DCM ou DCH, les actions au droit des goujons sont déterminées en divisant l'action de calcul par le nombre de connecteurs prévus :

$$n_{dia} P_{Rd}^* > |V_{dia}|$$

Où : $P_{Rd}^* = 0,75 P_{Rd}$

Avec : P_{Rd} déterminé suivant l'EN 1994-1-1.

Les goujons doivent également respecter les dispositions minimales suivantes :

- le rapport hauteur/diamètre doit être supérieur ou égal à 3, cf. EN 1994-1-1 ;
- l'enrobage du connecteur doit être conforme à l'EN 1994-1-1 (minimum de 20 mm, ou conforme à l'EN 1992-1-1) ;
- l'arase supérieure du connecteur doit être située au moins à $2*d$ au-dessus de la tôle, d étant le diamètre de la tige du connecteur ;
- la distance entre le bord libre de la dalle et l'axe de la file de goujons la plus proche ne doit pas être inférieure à $6d$;
- le diamètre des fers en U ne doit pas être inférieur à $0,65d$;
- dans le cas de deux alignements de connecteurs sur un même appui, ils doivent être distants au minimum de $4*d$, la mesure étant effectuée entre axes.

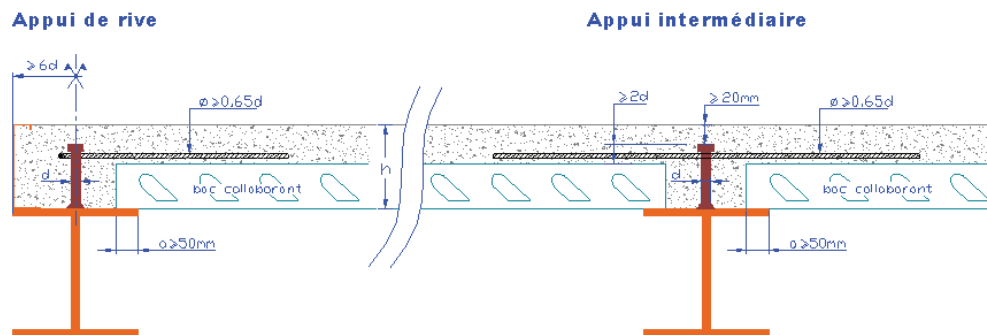


Figure 26 – Connexion de la dalle avec appuis métalliques

Nota : fixations de montage non représentées.

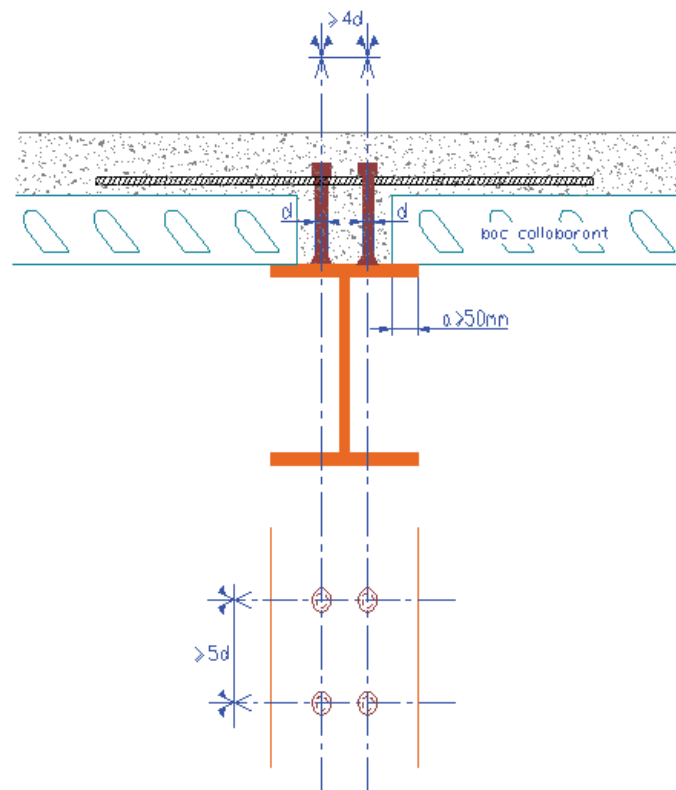


Figure 27 – Connexion de la dalle avec appuis métalliques (2 lignes de goujons)

Nota : fixations de montage non représentées.

1.4.4.2 Appuis mixtes acier-béton

En classe de ductilité DCM ou DCH, dans le cas où les appuis sont des poutres mixtes connectées au plancher, deux cas se présentent :

- si le caractère mixte des poutres est négligé, le § 7.7.5 de l'EN 1998-1 s'applique ;

- si la mixité des poutres est utilisée pour la dissipation de l'énergie, il convient de s'assurer de l'intégrité de la dalle en béton en situation sismique, en respectant les prescriptions du § 7.6.2 de l'EN 1998-1.

1.4.4.3 Appuis béton et maçonnerés

Dans le cas où le contreventement est assuré par des voiles en béton armé, ou maçonnerie, le plancher doit être chaîné avec les murs.

Appui béton

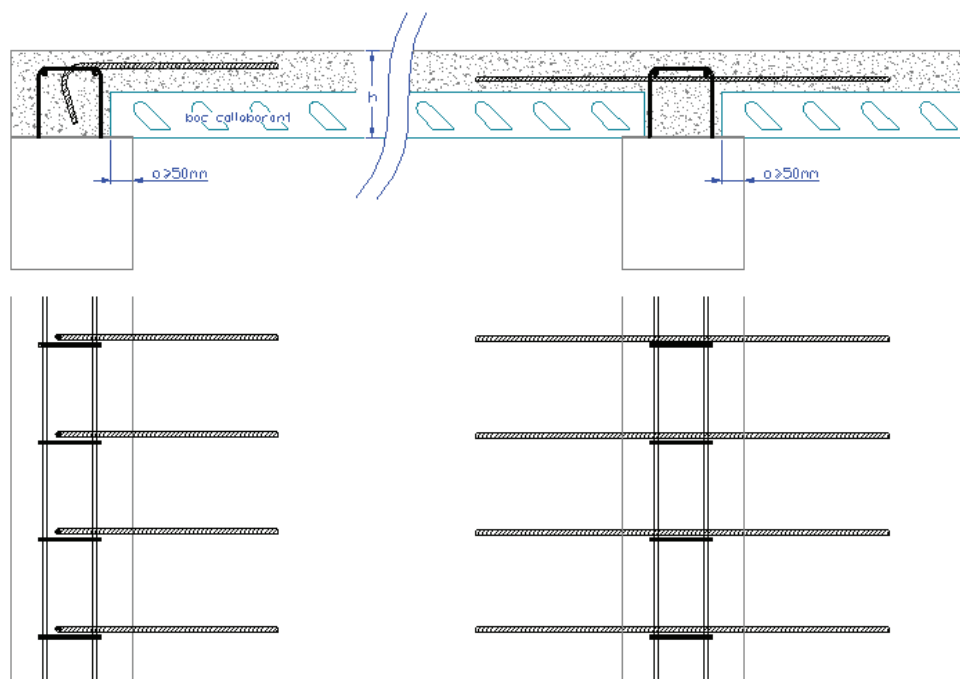


Figure 28 – Connexion de la dalle avec appuis en béton armé

Appui maçonnerie

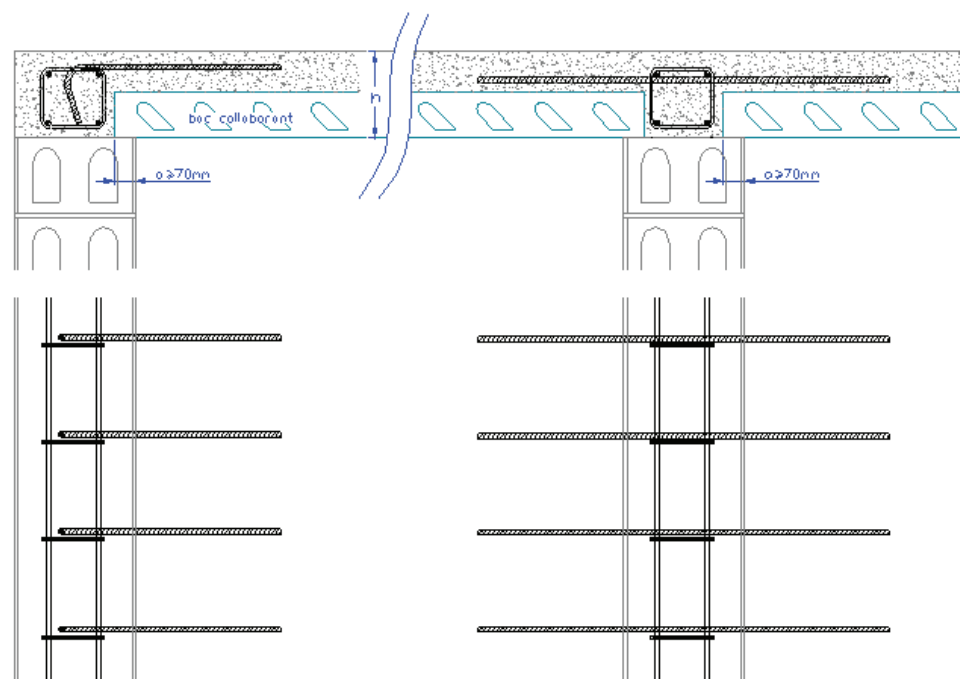


Figure 29 – Connexion de la dalle avec appuis en maçonnerie

Nota : fixations de montage non représentées.

1.5 Sécurité au feu

La résistance au feu du plancher (sans protection particulière) conformément aux critères énoncés dans l'arrêté du 14 mars 2011 du ministère de l'Intérieur, peut être évaluée comme suit.

1.5.1 Étanchéité aux flammes et gaz

L'étanchéité aux flammes et aux gaz chauds ou inflammables est satisfaisante lorsque les conditions de mise en œuvre du présent CPT sont respectées.

1.5.2 Résistance mécanique

La résistance mécanique est jugée satisfaisante (sans vérification supplémentaire) pour une durée d'exposition à l'incendie conventionnel de 30 minutes. Pour des durées supérieures, à défaut de procès-verbal de classement ou de méthode de calcul agréée fixant une épaisseur de béton pour simuler l'effet de la tôle, la stabilité mécanique peut être estimée conformément aux règles de l'EN 1994-1-2.

Les températures et le moment résistant positif sont évalués conformément à l'EN 1994-1-2, annexe D2.

Le moment résistant négatif est déterminé avec l'annexe D3, avec dans le § D.3 (5) le paramètre corrigé suivant :

$$b = \frac{1}{2} \ell_1 \sin \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a} \right)$$

Quel que soit le diagramme de fermeture du moment négatif, on conserve en travée un moment minimum de $0,3 M_0$ (moment isostatique).

$$M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8$$

$w_{Ed,fi}$ est calculé avec la combinaison de charges appliquée dans la situation de projet.

La vérification de la capacité de rotation sur appui des dalles devra être effectuée conformément à la clause 4.3.1 (6) de la NF EN 1994-1-2 et son Annexe Nationale.

Tableau 7 – Coefficients d'actions utilisées pour la combinaison accidentelles

Action	Ψ_i
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1-1) :	
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,5
Catégorie B : bureaux	0,5
Catégorie C : lieux de réunion	0,7
Catégorie D : commerces	0,7
Catégorie E : stockage	0,9
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7
Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre ≤ 30 kN et 160 kN	0,5
Catégorie H : toits	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) :	
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,50
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H > 1\,000$ m a.n.m.	0,50
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq 1\,000$ m a.n.m.	0,20
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,2
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,5

1.5.3 Cas d'une protection rapportée

D'une façon générale, les dispositions de mise en œuvre doivent être strictement identiques à celles adoptées lors des essais et conformes aux DTU en vigueur.

Pour les planchers bénéficiant d'une protection thermique par plafond suspendu ou par projection de matériau isolant, le degré de résistance au feu doit être établi par un laboratoire agréé (procès-verbal en cours de validité). Sauf indications contraires du P.V., la mise en œuvre de ces protections thermiques doit en outre être conforme aux DTU en vigueur (ex. : additif n° 2 du DTU 58.1 pour les plafonds suspendus). Il est à noter que les classements de résistance au feu ne préjugent pas de la durabilité dans le temps de ces protections.

1.5.4 Isolation thermique

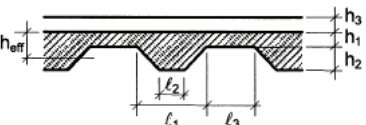
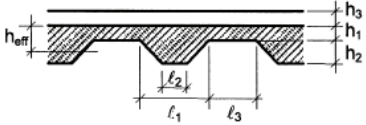
À défaut de méthodes de calcul spécifiques, la détermination de l'isolation thermique de ces planchers peut être effectuée à l'aide de la méthode ci-après.

Le volume de béton utilisé par unité de surface de plancher peut être converti en dalle pleine ayant, pour une épaisseur équivalente (h_{eff}), le même volume. Toutefois, cette épaisseur équivalente ne peut être utilisée que pour des variations acceptables entre les épaisseurs en sommet d'onde et en fond d'onde.

Pour les bacs acier les plus simples, le calcul de l'épaisseur équivalente et ses limites d'application sont indiqués ci-après.

L'épaisseur équivalente minimale nécessaire pour que l'élévation de température moyenne en face non exposée de ces planchers ne dépasse pas 140 °C après une certaine durée d'exposition à l'incendie conventionnel est indiquée sur les tableaux ci-après.

Tableau 8 – Épaisseur équivalente minimale nécessaire

Détermination de l'épaisseur équivalente h_{eff}	Épaisseur équivalente minimale h_{eff} (mm)	Durée de résistance au feu (min)	Limites d'application
$h_{eff} = h_1 + 0,5h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right)$ 	60 – h_3 80 – h_3 100 – h_3 120 – h_3 150 – h_3 175 – h_3	30 60 90 120 180 240	$h_2/h_1 \leq 1,5$ $h_1 > 45 \text{ mm}$
$h_{eff} = h_1 \left(1 + 0,75 \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right)$ 	60 – h_3 80 – h_3 100 – h_3 120 – h_3 150 – h_3 175 – h_3	30 60 90 120 180 240	$h_2/h_1 > 1,5$ $h_1 \geq 45 \text{ mm}$

Nota : le schéma figurant dans le tableau est un schéma de principe qui ne prétend pas représenter le profil d'un système particulier.

Pour l'évaluation de h_1 , l'épaisseur h_3 d'une chape éventuelle en béton ou en matériau de caractéristiques thermiques équivalentes peut être prise en compte à concurrence de 20 mm.

1.6 Déperdition thermique

Le coefficient U_{bat} moyen de déperdition par transmission à travers les parois déperditives séparant le volume chauffé du bâtiment, de l'extérieur, du sol et des locaux non chauffés se calcule selon les règles Th-U. Ce plancher étant par lui-même peu isolant, il peut être nécessaire de compléter son isolation thermique.

1.7 Isolation acoustique

Sans plafond rapporté suspendu, les planchers finis présentent un indice d'affaiblissement acoustique qui dépend de leur masse.

Avec plafond rapporté suspendu, l'isolation acoustique peut être améliorée en fonction de la conception particulière du plafond et de sa suspension. L'appréciation de cette qualité est à faire dans chaque cas soit à partir d'essais, soit selon les indications ci-dessous.

L'isolation acoustique aux bruits aériens d'un ensemble plancher et plafond rapporté suspendu satisfait à la réglementation si la fréquence de résonance de l'ensemble reste inférieure à 60 hertz. Cette fréquence peut être calculée par la formule :

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{K \left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \right)}$$

f_0 étant la fréquence de résonance en hertz ;

m_1 étant la masse, en kilogrammes, d'un mètre carré de plancher brut ;

m_2 étant la masse, en kg, d'un mètre carré de plafond rapporté ;

K étant le coefficient de raideur dynamique du dispositif de suspension du plafond : il s'exprime en Newtons par mètre et il correspond au rapport de la force en Newtons à appliquer, au déplacement qui en résulte pour le dispositif de suspension, déplacement exprimé en mètres. Ce coefficient k doit être rapporté à 1 m² de plancher (ex : s'il y a 4 suspentes par m², le coefficient k à prendre en compte dans la formule est quatre fois celui relatif à une suspente).

Pour apprécier les caractéristiques acoustiques d'un plancher fini exécuté avec ce procédé, on peut consulter :

- le REEF - Sciences du Bâtiment - Partie Acoustique ;
- le document « Exemples de solutions pouvant satisfaire au règlement de la construction et/ou aux définitions du label confort acoustique », *Cahier du CSTB 1373* - Livraison 168.

1.8 Finitions – Aspect

• Plafonds

Le procédé permet d'appliquer par projection une protection en sous-face des bacs. Il permet également de suspendre des plafonds rapportés.

• Sols

Tout revêtement de sol peut être posé sur la table de compression en béton.

2. Conditions de fabrication

Le formage à froid doit être conforme à l'EN 1090-2, § 6.5.4.

L'autocontrôle du fabricant doit porter d'une part sur la résistance de la tôle, d'autre part sur les caractéristiques dimensionnelles des bacs. Les tolérances dimensionnelles doivent être conformes aux écarts autorisés spécifiés dans les EN 508-1 et EN 508-3.

2.1 Contrôle de la résistance de la tôle

Le contrôle de la limite d'élasticité (cf. EN 10143) peut se faire de deux manières :

- contrôle par le fabricant : une plaque d'environ 20 x 20 cm est découpée dans chaque bobine de tôle galvanisée prévue pour le profilage. À partir de cette plaque on prélève une éprouvette de 20 mm de largeur qu'on soumet à l'essai de traction. Pour déduire de cet essai la limite d'élasticité de la tôle, on considère comme épaisseur de l'éprouvette, l'épaisseur nominale de la tôle nue. La limite d'élasticité ainsi déterminée doit être, dans 95 % des cas, au moins égale à la valeur déclarée ;
- contrôle de la valeur garantie par le certificat des fournisseurs de bobine.

L'épaisseur de la tôle est vérifiée pour chaque bobine, conformément à la NF EN 10143, en considérant les valeurs des colonnes « tolérances spéciales » des tableaux 1 et 2 paragraphe 6 de la norme précitée.

2.2 Contrôle dimensionnel après profilage

Ce contrôle, qui est réalisé une fois pour chaque commande, porte sur les dimensions suivantes :

- profondeur des bossages des âmes : la valeur nominale et la tolérance de profondeur sont précisées dans l'Avis Technique (par exemple relief des bossages 2,2 mm tolérance de + 0,4 mm et - 0,2 mm).
- hauteur des ondes : la valeur nominale doit être respectée avec une tolérance conforme à celle déclarée dans l'Avis Technique.
- largeur du bac : la valeur nominale doit être respectée avec une tolérance conforme à celle déclarée dans l'Avis Technique.

Marquage : Dans le cas d'une certification CSTBat, les bacs doivent être marqués avec le logo CSTBat suivi des trois derniers chiffres du numéro de l'Avis Technique, apposé sur au moins 5 % des produits et au moins une fois sur chaque colis.

2.3 Tolérances définies dans l'EN 1090-2

La fabrication doit également respecter les tolérances définies à l'annexe D de l'EN 1090-2, à savoir :

- tolérances essentielles (§ D.1.7) :
 - Planéité de la semelle,
 - Courbure de l'âme ;
- tolérances fonctionnelles (§ D.2.13) :
 - courbure de la tôle,
 - forme.

2.4. Cas des bacs certifiés CSTBat : suivi de l'autocontrôle par le CSTB

Le suivi de l'autocontrôle est assuré par les agents du CSTB conformément aux « Règles générales des Certificats CSTBat » à raison de deux visites par an.

3. Conditions de mise en œuvre

3.1 Conditions d'exécution

Les éléments **obligatoires** pour l'exécution du plancher sont énumérés ci-après.

- Note de calcul : mention de toutes les charges (réparties, ponctuelles, roulantes) dans les hypothèses, en précisant le degré de fragilité des éléments rapportés (cloisons, revêtements, etc.), ainsi que leur délai de construction, qui détermine la vérification des flèches, cf. § 1.142.
- Plan de pose : positionnement et longueur des tôles, positionnement des files d'étais, position des nus d'appuis, entraxes d'appuis, fixations entre tôles, positionnement des trémies éventuelles.
- Coupe courante : enrobage nappe basse, nappe haute, mention du treillis soudé général.
- Coupe sur appui, y compris dans les zones de recouvrement (pour validation des enrobages).
- Plan de ferrailage de la nappe supérieure : armatures chapeaux, section des armatures, avec espacement maximal des fils, positionnement, mention des armatures de bonne construction et en chaînage, armatures pour porte-à-faux.
- Détails d'appuis, en référence au § 3.4, précisant la nature et les dispositions des fixations en fonction du type de support, position des connecteurs.
- Plan de calepinage des treillis soudés avec leur nomenclature.
- Plan de ferrailage de la nappe inférieure si nécessaire : section des armatures, y compris armatures au feu, positionnement.
- Détails autour des trémies.
- Détails d'exécution en cas de sciage.
- Type de béton, nuances d'acier utilisées.
- Les dispositions constructives des armatures en conformités au DTU 21.
- Les détails d'incorporation de gaines techniques et canalisations, en vue du respect des enrobages conformément au DTU 21.
- Notice décrivant les conditions de stockage et de manutention.

Le plan de pose et la note de calcul sont établis soit par un bureau d'études, soit par le fabricant. Les indications du plan de pose doivent être complétées par le bureau d'études chargé de l'étude d'exécution du bâtiment en ce qui concerne les poutres, les chaînages, les trémies et chevêtres et, plus généralement, les parties en béton armé coulées en œuvre.

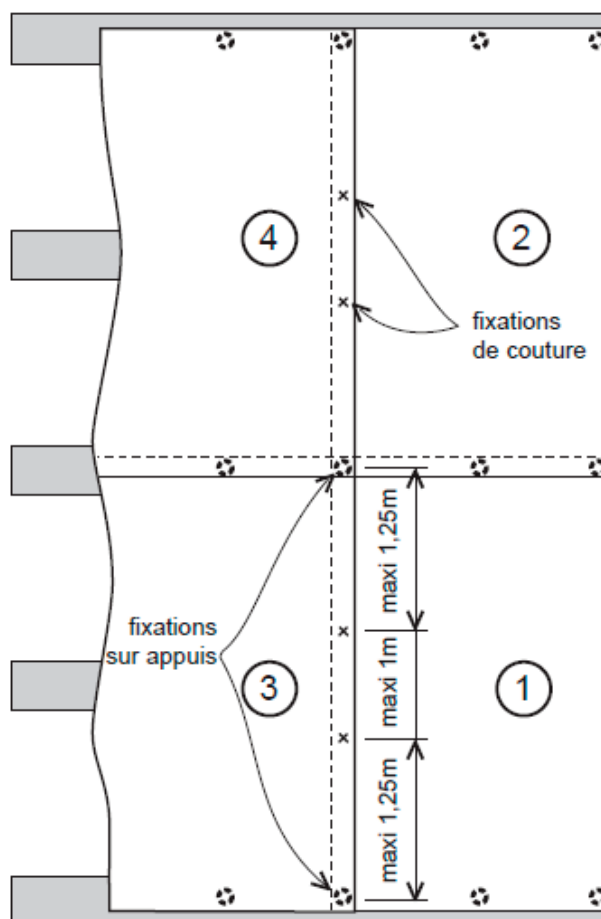


Figure 30 – Principe de fixations/coutures

L'attention du responsable de la construction (entreprise générale, maître d'œuvre, etc., selon les cas) est attirée sur la nécessité de faire vérifier, au niveau des études, la compatibilité de la mise en œuvre de divers éléments, des armatures et équipements et de faire assurer la coordination dans les cas où la construction est composée de plusieurs fournitures d'éléments préfabriqués.

3.2 Tolérances d'exécution

Les tolérances d'exécution du plancher sont celles du DTU 21 auxquelles il faut ajouter les flèches admissibles du plancher.

3.3 Détails d'exécution en zones sismiques

Les détails d'assemblages (type, positionnement) doivent être indiqués sur les plans et coupes d'exécution.

3.4 Fixations

L'espacement maximal doit être limité selon les cas ci-après :

- entre fixation sur appui et couture : 1,25 m ;
- entre deux coutures : 1m.

Une fixation peut tenir lieu de couture.

- Principe de fixations/coutures :

- Recouvrement longitudinal des bacs :

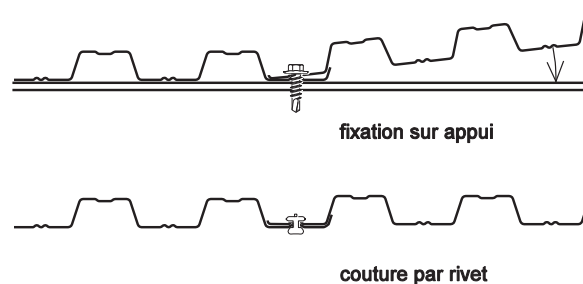


Figure 31 – Fixations/couture entre bacs

Les liaisons des bacs avec l'ossature doivent être assurées par des clous, des boulons ou des vis auto-taraudeuses, soit sur les solives métalliques dans le cas d'ossature métallique, soit sur des inserts métalliques dans les supports en béton. Ces liaisons doivent exister à raison de deux fixations par bac, à chaque extrémité, plus une fixation par bac supplémentaire.

Le placement des étais sous les bacs avant coulage du béton doit respecter les distances prévues dans les plans de pose,

3.4.1 Appuis métalliques : exemples de solutions

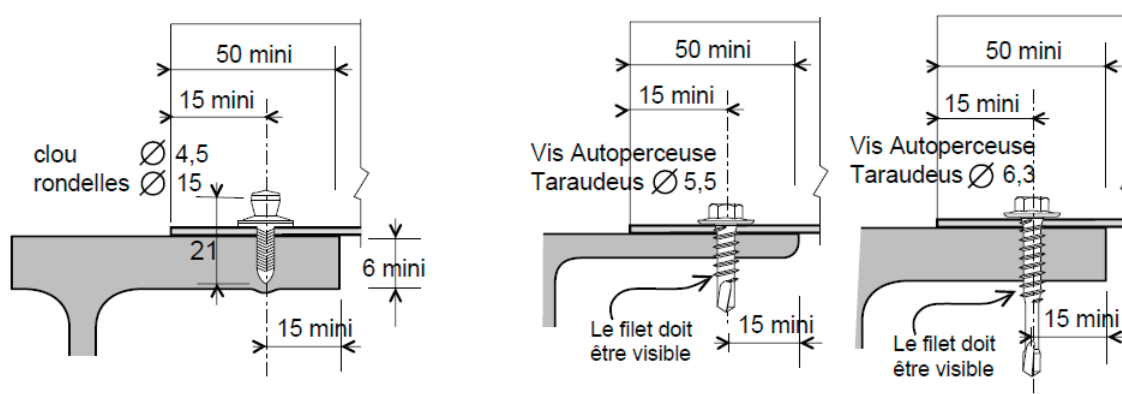


Figure 32 – Exemples d’assemblages sur appui métallique

Nota : les distances au bord seront respectées en fonction de la nature du support et des préconisations du fournisseur des fixations.

Cas des poutres mixtes avec dalles : goudjons soudés en atelier sur les solives en acier

Les tôles utilisées dans ce procédé de construction de poutres mixtes acier-béton comportent des ouvertures oblongues pour le passage libre des goudjons à la pose de la tôle.

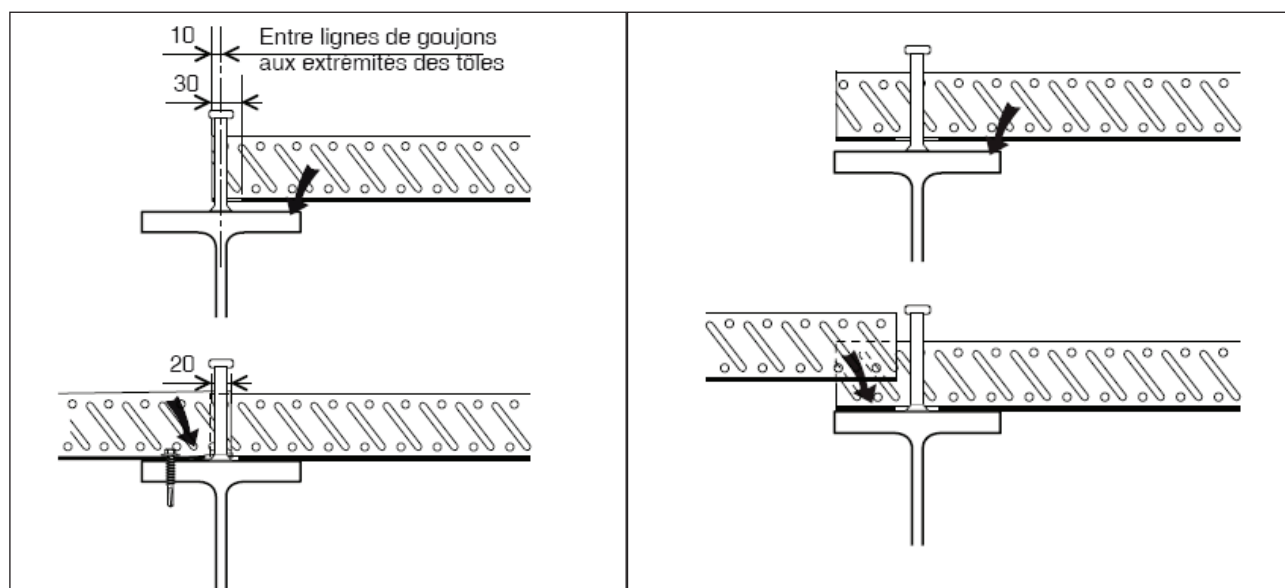


Figure 33 – Phasage d’assemblage sur poutre mixte avec connecteurs soudés

La coupe à longueur des tôles peut être réalisée à l’axe d’un préperçage.

Le préperçage peut aussi être réalisé en retrait de la coupe recouverte.

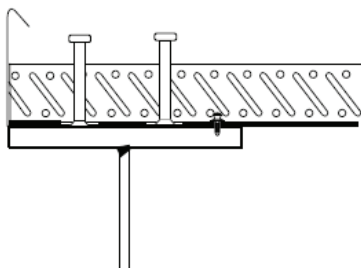


Figure 34 – Cas d'une poutre de rive à double alignement de connecteurs

Pour limiter les pertes de laitance du béton lors du coulage, notamment lorsque la sous-face des bacs reste visible, on peut prévoir un recouvrement (minimum 20 mm) avec fixation, ou des bandes adhésives dans le cas pose à joints vifs. De plus, un soin particulier doit être apporté au niveau des rives de plancher et des pourtours de poteaux, trémies et réservations.

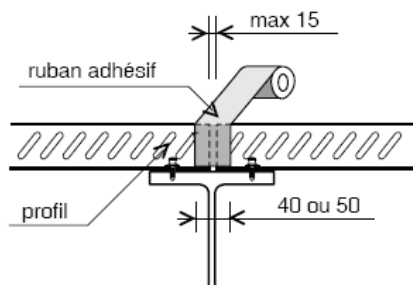


Figure 35 – Exemple de traitement d'étanchéité au recouvrement entre bacs, au droit de l'appui

3.4.2 Appuis béton : exemples de solutions

- Repos d'extrémité sur appui large

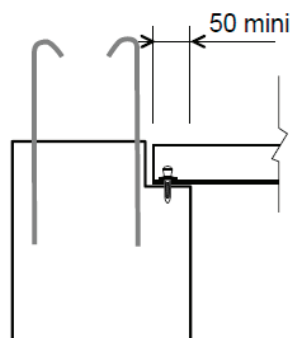
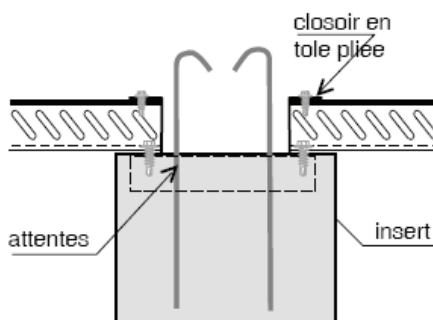
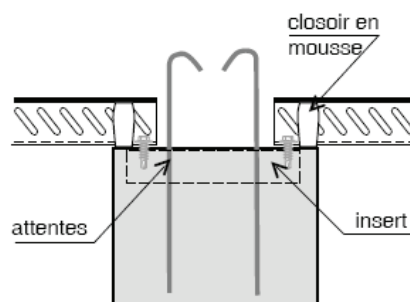


Figure 36 – Exemples d'assemblages dans le cas d'appuis en béton armé

Nota : les distances au bord seront respectées en fonction de la nature du support et des préconisations du fournisseur des fixations.

- Repos d'extrémité sur poutre BA préfabriquée

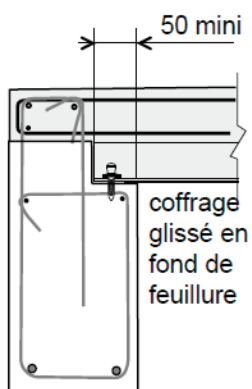
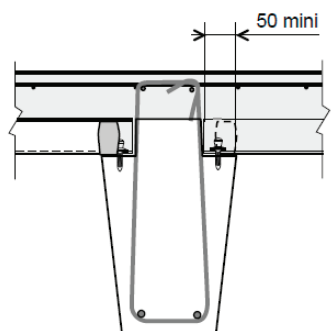


Figure 37 – Exemples d'assemblages dans le cas d'appuis préfabriqués en béton

Nota : les distances au bord seront respectées en fonction de la nature du support et des préconisations du fournisseur des fixations.

3.4.3 Appuis maçonnerie : exemples de solutions

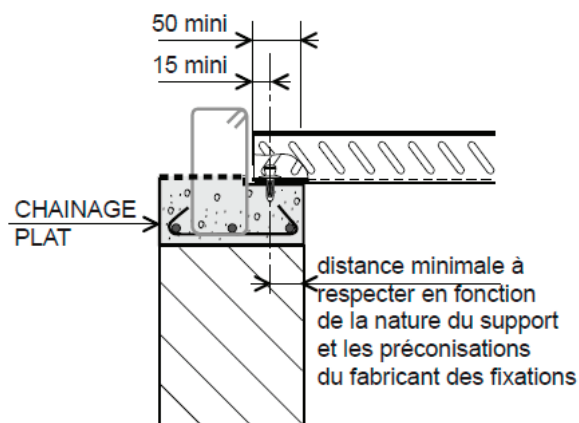
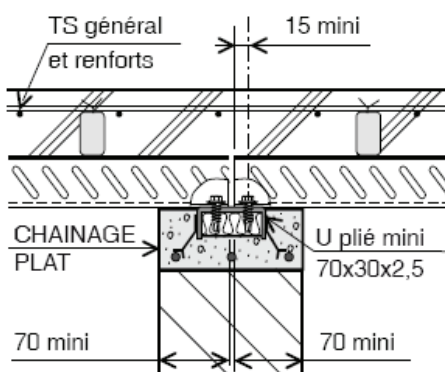
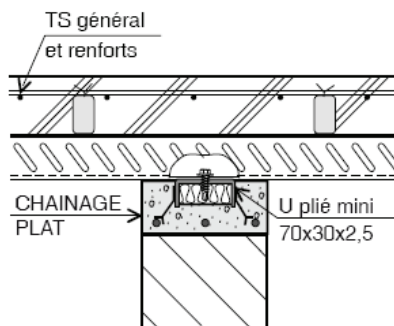
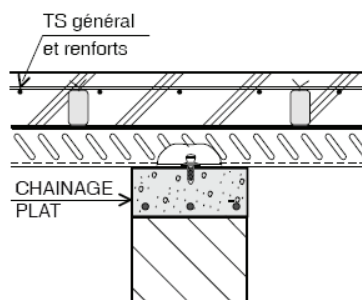


Figure 38 – Exemples d'assemblages dans le cas d'appuis en maçonnerie

Nota : les distances au bord seront respectées en fonction de la nature du support et des préconisations du fournisseur des fixations.

3.4.4 Appuis bois

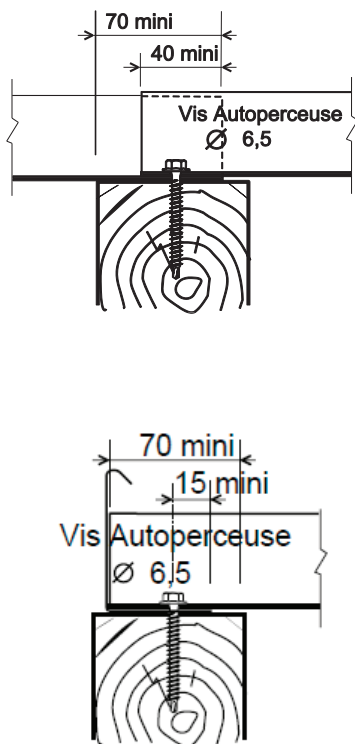


Figure 39 – Exemples d'assemblages dans le cas d'appuis en bois

Nota : les distances au bord seront respectées en fonction de la nature du support et des préconisations du fournisseur des fixations.

3.5 Mise en œuvre des armatures

3.5.1 Dispositions des armatures

Les dispositions suivantes s'appliquent :

- la quantité d'armature, dans chacune des deux directions, doit être au minimum de $80 \text{ mm}^2/\text{m}$;
- l'espacement des barres d'armature ne doit pas excéder la valeur suivante : $\min(2h ; 250 \text{ mm})$.

3.5.2 Calages des armatures

Le maintien en position des armatures prévues dans les calculs doit être assuré par un calage permettant de respecter les enrobages prévus aux projets.

Ce calage peut être assuré par :

- des bagues en forme d'étoile pour les barres en creux de nervure ;
- des barrettes positionnées perpendiculairement aux nervures pour les armatures situées dans la table de compression ;
- des barres d'armatures filantes HA14 ou HA16, pour le cas de cales de faible dimension.

3.5.3 Conditions d'enrobage des armatures

Elles doivent être conformes aux exigences du *paragraphe 1.32*.

Une fiche de réception de ferrailage doit être remplie par l'entreprise de gros œuvre avec contrôle préalable avant coulage du béton ce qui revient au respect impératif des calages.

Les solutions pour réaliser les recouvrements avec un minimum de superpositions doivent être recherchées.

En cas de superposition des treillis, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- trois superpositions maximum de treillis aux recouvrements en travée (ne pas dépasser 3 diamètres de fils longitudinaux plus 3 diamètres transversaux, pour le cas où l'on ne retourne pas les treillis soudés) ;
- trois superpositions maximum de treillis aux recouvrements sur appui.

Dans le cas où il est prévu un plan qualité concernant l'enrobage des armatures (ΔC_{dev} cf. § 1.32), destiné à réduire la valeur de l'enrobage nominal, ce plan qualité doit prévoir notamment :

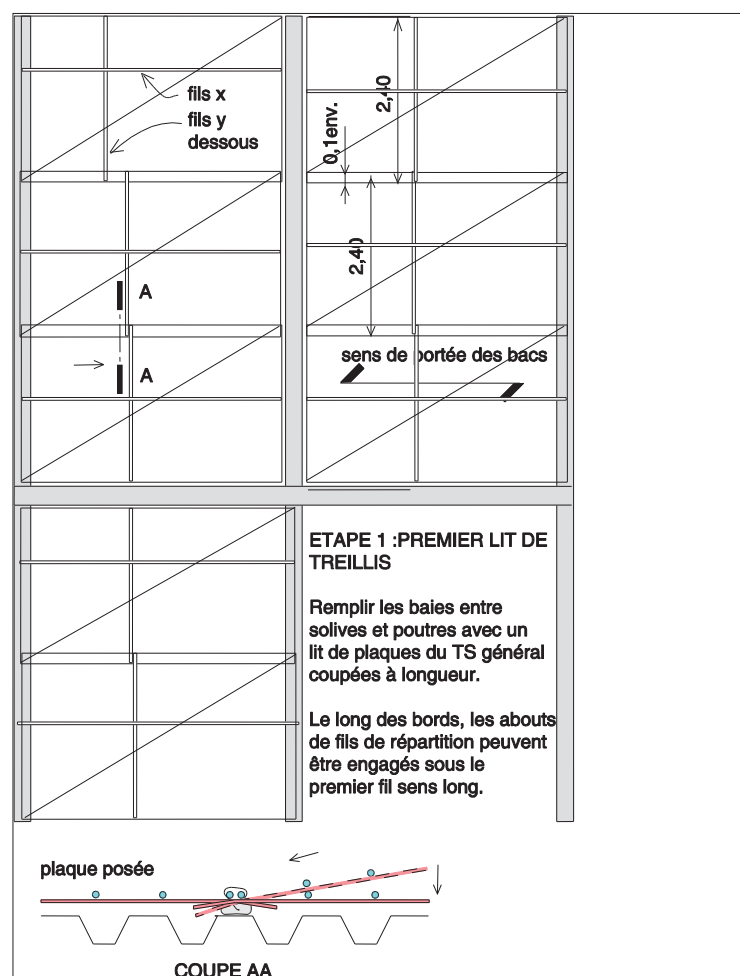


Figure 40 – Mise en place du ferrailage dans la dalle – phase 1

- le plan de calage des aciers (densité de cales, fixations) ;
- la description des contrôles à effectuer :
 - avant coulage du béton : réception des ferrailages et contrôles des enrobages,
 - après coulage du béton : le cas échéant et en tant que de besoin, confection d'un élément témoin.

3.5.4 Illustrations de superpositions des treillis soudés, avec limitation de deux superpositions sur appui

Dans le cas de spécification de deux treillis, l'un général limité aux milieux de travées et l'autre dédié aux armatures en chapeaux, les schémas ci-après décrivent un exemple de disposition en 3 étapes.

Afin de respecter l'enrobage de l'ensemble des armatures sur appuis (treillis soudé général et aciers structuraux en chapeaux), les cales du treillis soudé général sont plus minces que celles des armatures structurelles en chapeaux.

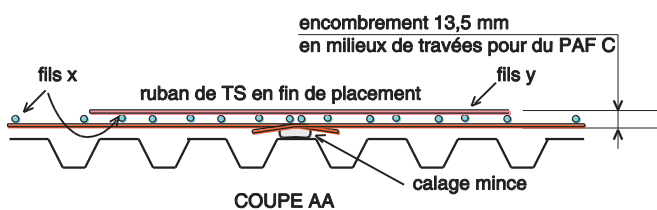
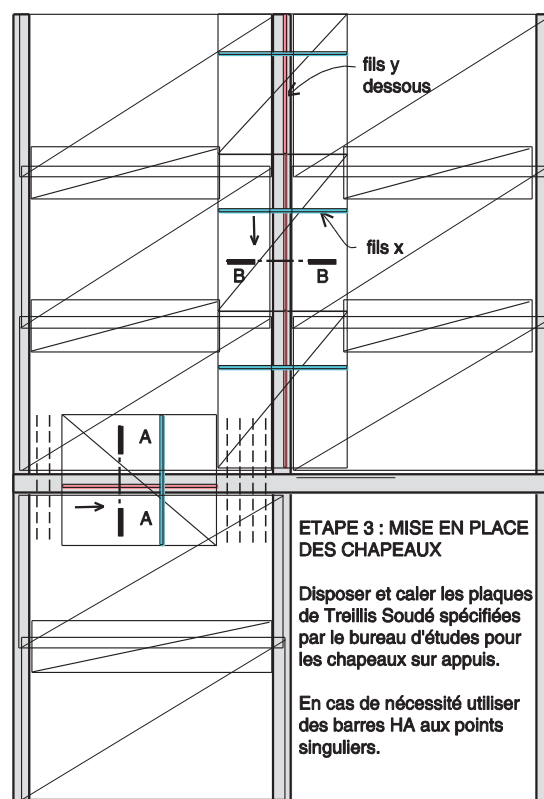
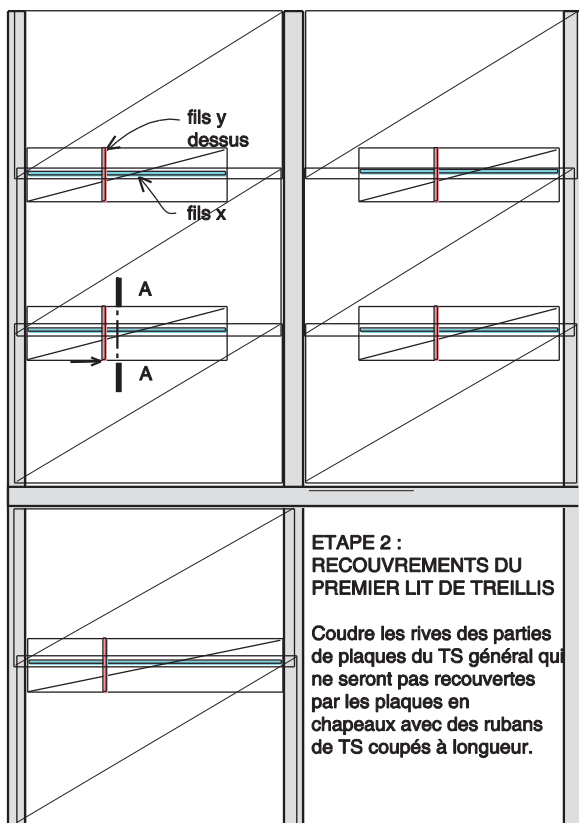


Figure 41 – Mise en place du ferrailage dans la dalle – phase 2

* « Ruban de TS » : panneau de treillis soudé, découpé spécifiquement aux dimensions et positionné selon la coupe.

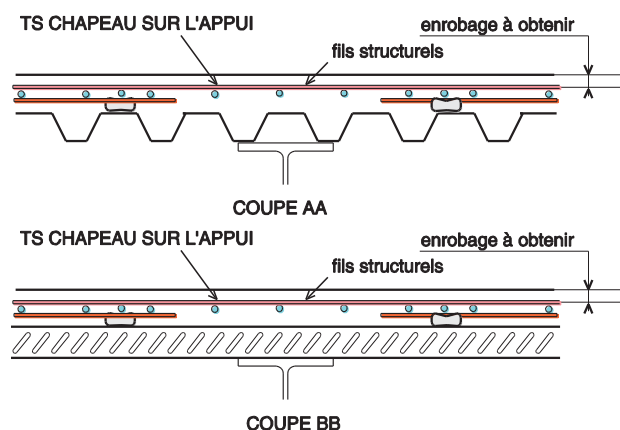


Figure 42 – Mise en place du ferrailage dans la dalle – phase 3

3.6 Conditions de chantier

L'entreprise responsable de l'exécution du chantier doit avoir un personnel formé, et une expérience reconnue dans le domaine.

Les conditions de chantiers doivent limiter :

- les accumulations locales de béton ;
- le nombre de personnes situées dans une zone de travail de 3 m x 3 m.

Ces conditions peuvent être respectées avec les modalités suivantes :

- mise en œuvre du béton à la pompe avec un embout souple de diamètre réduit ;
- faisceau lumineux donnant l'altitude du niveau brut fini de coulage en tous points de la surface du plancher ;
- si les conditions de chantier le permettent, remplissage du béton dans le sens des nervures sur la longueur de la tôle, de manière à répartir le béton sur la totalité de la tôle ;
- prévoir une classe de consistance de béton S4 (au sens de l'EN 206-1), pour le cas des planchers sans pente ;
- réglage fin des creux et des bosses de surface, lissage à la taloche, rebouchage autour des trémies ou réservations ;
- progression de l'équipe « à reculons ».

Annexe 1 : Modalités d'essais en phase de coulage

A1-1 Caractérisation

Les épaisseurs de tôles et la limite élastique doivent être caractérisées selon la NF EN 1993-1-3 Annexe A.6.2.

Deux dimensions supplémentaires doivent être mesurées et comparées avec les dimensions nominales indiquées sur les plans fournis avec les corps d'épreuves :

- largeur du bac ;
- hauteur d'onde.

A1-2 Interprétation

A1-21 Cas des bacs certifiés CSTBat

Les écarts entre les valeurs nominales et les valeurs mesurées sont pris en compte dans l'interprétation (EN 1993-1-3 Annexe A.6.2), suivant les étapes suivantes :

$$R_{adj} = R_{obs} / \mu_R$$

où μ_R est le coefficient d'ajustement de la résistance (EN 1993-1-3 Annexe A.6.2) ;

R_{obs} est le résultat d'essai observé ;

R_{adj} est le résultat d'essai corrigé.

Les valeurs caractéristiques R_k sont déterminées par $R_k = R_m \pm ks$

où s est l'écart-type ;

R_m est la valeur moyenne des résultats d'essai corrigés R_{adj} ;

k est le facteur de correction défini selon le tableau ci-dessous (EN 1990, annexe D).

Tableau 1 : Coefficient k à utiliser pour l'interprétation des valeurs d'essais

Nombre essais	3	4	5	6	8	10	20	30
k	3,37	2,63	2,34	2,18	2,01	1,92	1,77	1,73

Les valeurs de calculs sont déterminées par $R_d = R_k / \gamma_M$

- Avec γ_M est le coefficient partiel pour la résistance, défini selon les cas par :

- $\gamma_{M0} = 1,00$; $\gamma_{M1} = 1,00$; $\gamma_{M2} = 1,25$ (cf. EN 1993-1-3).

A1-22 Cas des bacs non certifiés

Les valeurs corrigées R_{adj} et valeurs caractéristiques R_k sont déterminées de manière similaire à A1-21.

Les valeurs de calcul R_d sont déterminées par $R_d = \eta_d (R_k / \gamma_M)$

où $\eta_d = 0,85$.

A1-3 Dispositif d'essai « Flexion travée simple »

Deux capteurs sont disposés à mi-portée, en fonds de nervures. La valeur de flèche retenue est la moyenne des 2 valeurs.

La portée préconisée doit viser une flèche sous poids propre de la dalle la moins épaisse, avec l'épaisseur de tôle minimum, d'au moins $L/180$, calculée avec une inertie totale.

Les maquettes sont posées librement sur les appuis articulés.

Le nombre d'essais est au minimum de 2 par épaisseur pour la même portée, 4 essais au moins en tout.

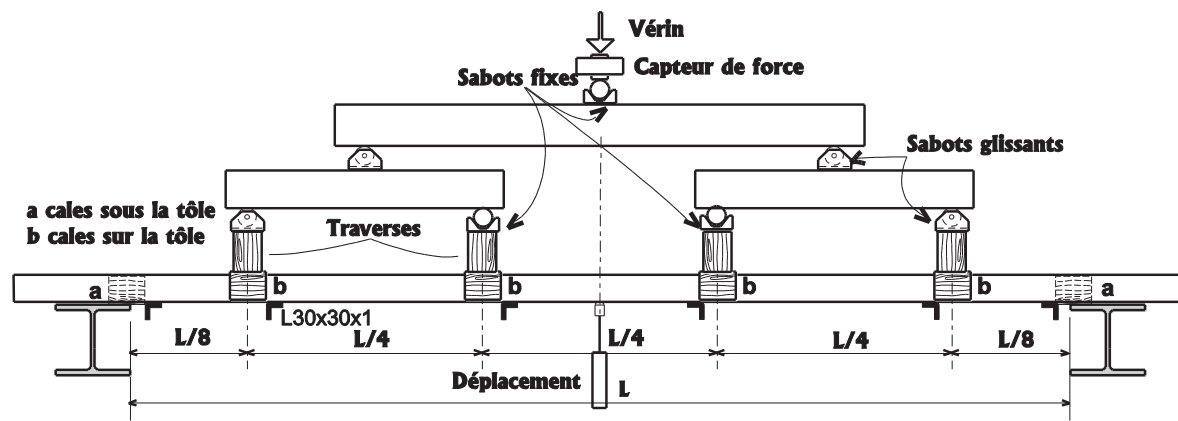


Figure A1 – Exemple de dispositif d'essai « Flexion travée simple »

Le chargement est monotone croissant jusqu'à la ruine. La vitesse de chargement doit être telle que la ruine ne doit pas être atteinte avant 5 minutes.

Description calage : possibilité de caler avec peigne + sable

Les dispositifs sur appuis peuvent être constitués d'un plat (80 ou 100 mm, épaisseur 8 mm minimum) avec possibilité de fixation de la tôle sur le plat.

Il est également possible de caler au moyen d'un peigne et de sable.

Les flûtes métalliques sont constituées de plats (largeur 30 mm, épaisseur 2 < mm) ou de cornières (30 mm x 30 mm x 1 mm), fixées aux nervures de rives de la plaque par rivets aveugles ou vis à métal.

Elles sont placées perpendiculairement à la direction des nervures principales.

Ces distances peuvent être adaptées à la taille de la maquette.

Interprétation :

La charge de ruine mesurée est la charge totale.

La largeur de tôle à considérer est la largeur utile du profil.

Le rapport d'essai doit préciser si la valeur initiale des déplacements est relevée avant ou après la pose du palonnier de chargement. La partie de la masse du palonnier qui n'est pas prise en compte dans la mesure de l'effort devra être indiquée.

La valeur de l'inertie est déterminée par la moyenne d'au moins deux résultats individuels.

La valeur de la résistance est déterminée en tant que valeur caractéristique obtenue sur l'ensemble des essais d'une même famille.

L'extrapolation linéaire pour des épaisseurs supérieures à celles testées est possible dans la limite de 26 % (variation maximale de l'épaisseur).

Chaque configuration (portée ; largeur d'appui ; épaisseur du profil) doit être répétée au moins deux fois. L'interprétation est faite sur une famille ayant un seul paramètre variable.

La portée S peut être prise égale :

- à $4h + b_e$ minimum, h étant la hauteur du profil ;
- à $0,4 L_{\max}$ maximum, L_{\max} étant la portée maximale visée.

Les dispositions de calage sur les appuis d'extrémités peuvent être prises à l'identique de l'essai de flexion simple.

Le chargement est monotone croissant, La vitesse de chargement doit être telle que la ruine ne doit pas être atteinte avant 5 minutes. L'essai doit être poursuivi après avoir atteint la charge maximale, jusqu'à l'obtention de $S/20$. La vitesse de déplacement de traverse peut être augmentée après avoir atteint la charge maximale.

Le minimum de la largeur d'appui b_e doit être égal au moins à 60 mm. Le maximum doit être de 200 mm.

Le découpage des ailes est admis, de manière à avoir un nombre entier de nervures (au milieu du sommet de nervure). Dans le cas contraire, on dispose de flûtes en partie supérieure.

Interprétation :

L'interpolation est possible pour les paramètres suivants :

- l'épaisseur de la tôle ;
- la largeur d'appui ;
- le couple ($M;R$).

L'extrapolation n'est pas admise.

L'extrapolation linéaire pour des épaisseurs supérieures à celles testées est possible dans la limite de 26 % (variation maximale de l'épaisseur).

A1-4 Dispositif d'essai « Appui intermédiaire »

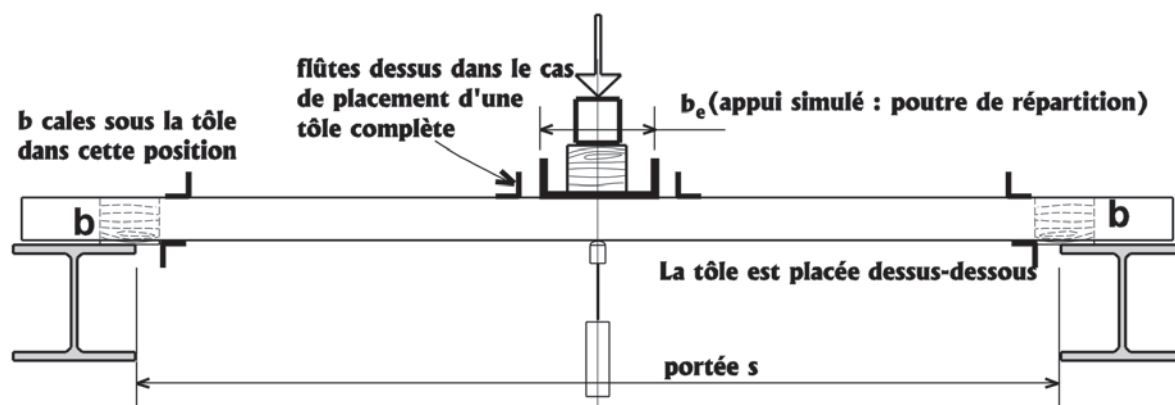


Figure A2 – Dispositif d'essai « Appui intermédiaire »

A1-5 Dispositif d'essai « Appui d'extrémité »

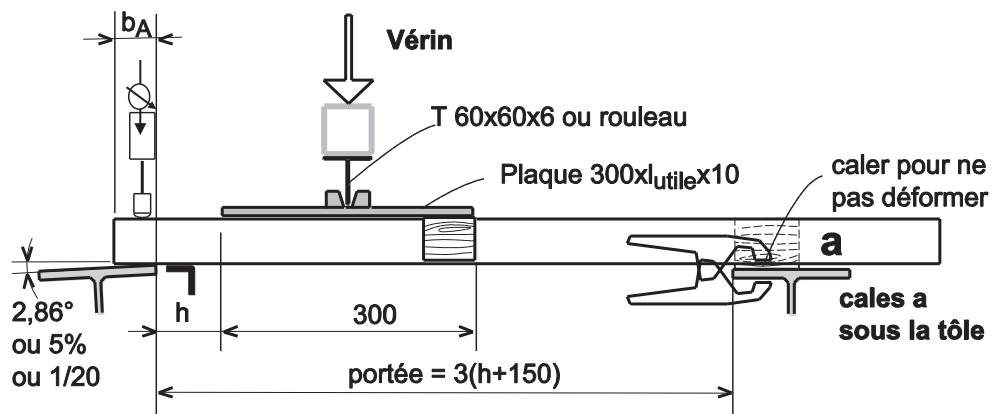


Figure A3 – Dispositif d'essai « Appui d'extrémité »

Chaque configuration (largeur d'appui ; épaisseur du profil) doit être répétée au moins deux fois, avec un nombre d'essais minimal de 4 au total. L'interprétation est faite sur une famille ayant un seul paramètre variable.

Le chargement est monotone croissant, avec une vitesse de chargement. La vitesse de chargement doit être telle que la ruine ne doit pas être atteinte avant 5 minutes. L'essai doit être poursuivi après avoir atteint la charge maximale. La vitesse de déplacement de traverse peut être augmentée après avoir atteint la charge maximale.

La réaction d'appui peut être déduite par calcul, ou par mesure directe de l'effort sur appui.

La portée L est prise égale à $3(h + 150)$.

Nota :

- le dispositif proposé a pour objectif d'éviter l'écrasement des âmes sous la plaque de chargement ;
- le dispositif selon la Figure A.6 de l'EN 1993-1-3 est autorisé.

Interprétation :

Les résultats des essais peuvent être utilisés tels quels (sans extrapolation) pour des profondeurs d'appuis et des épaisseurs de tôles supérieures à celles de l'essai.

L'interpolation est possible pour les paramètres suivants :

- l'épaisseur de la tôle ;
- la largeur d'appui.

L'extrapolation linéaire pour des épaisseurs supérieures à celles testées est possible dans la limite de 26 % (variation maximale de l'épaisseur).

Annexe 2 : Modalités d'essais en phase mixte

A2-1 Dispositif d'essais

Le dispositif d'essais doit être en conformité avec le paragraphe B.3.2 de NF EN 1994-1-1 :

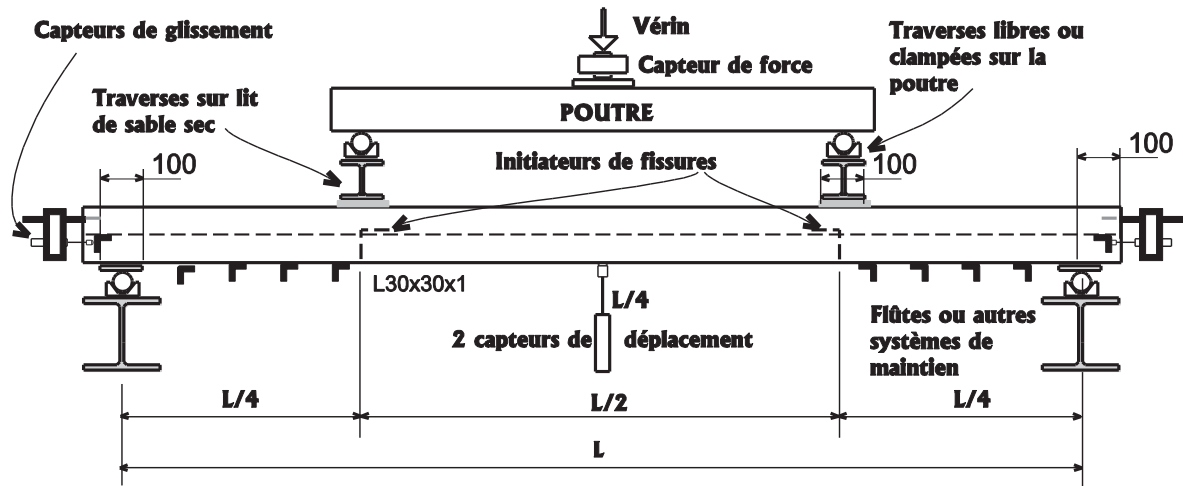


Figure A4 – Dispositif d'essais de flexion

A2-2 Préparation des corps d'épreuve

A2-21 Dispositions générales

La préparation des corps d'épreuve doit être réalisée en conformité avec les dispositions de la NF EN 1994-1-1, B.3.3 complétée par la NF EN 1994-1-1/AN.

A2-22 Dispositions particulières

Le schéma de principe des dalles d'essais est montré sur la Figure 2.

(1) La disposition des flûtes est montrée de façon symbolique, correspondant à la portée d'essai L.

Coupe transversale A - A

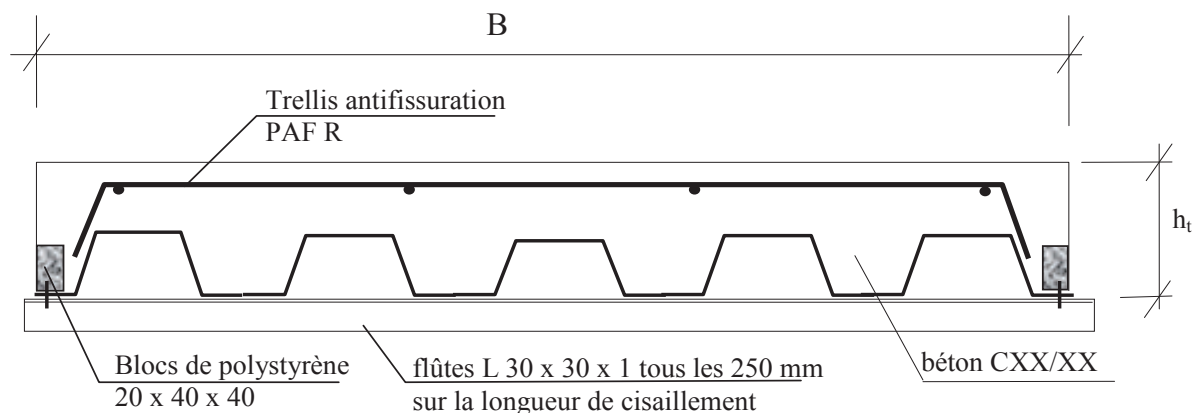


Figure A5 – Dispositif d'essai

A2-23 Description des conditions de préparation, de mise en œuvre et mesures préliminaires des corps d'épreuve

- (1) Les semelles de rives du profil peuvent être découpées à la largeur utile.
- (2) La largeur du béton est égale à la largeur utile du profil.
- (3) Dans le cas du protocole basé sur le chargement cyclique, la surface des tôles est « brute de profilage », sans graissage ni dégraissage.
- (4) Alternativement, conformément à la NF EN 1994-1-1/AN, lorsqu'il est recherché la connaissance systématique du chargement de glissement initial 0,1 mm sur chacun des corps d'épreuve rendus non adhérents au béton il est procédé à un chargement statique seul. Les tôles sont huilées avec de l'huile insoluble dans l'eau.
- (5) Les initiateurs de fissures ont une lame métallique découpée approximativement au dessin des nervures du coffrage. Ils agissent au minimum sur la hauteur des nervures. Ils sont placés au quart et au trois quarts de la portée. S'ils comportent un retour de raidissement fixé sur le profil, ce retour est dirigé vers le milieu du corps d'épreuve.
- (6) Les âmes extérieures des plaques peuvent être maintenues latéralement entre les appuis et les initiateurs de fissures afin qu'elles se comportent comme dans des dalles plus larges. Par exemple, dans les zones extérieures sur une longueur d'environ $L/4$ peuvent être disposées des flûtes en cornières pliées. Les pointes des fixations des flûtes sur le profil doivent être noyées dans des blocs en polystyrène 20 x 40 x 40, pour éviter tout contact direct des vis avec le béton.
- (7) Un treillis soudé PAF R est placé sur l'ensemble de la surface du corps d'épreuve et calé pour ajuster l'enrobage des fils longitudinaux à 20 mm.
- (8) Les douilles de levage sont scellées approximativement à mi-distance entre les initiateurs de fissures et les extrémités de la dalle.
- (9) Dans le cas où le béton utilisé est issu de gâchées différentes, chaque gâchée devra être caractérisée.
- (10) Pour chaque groupe de corps d'épreuve soumis à des essais dans une période de 3 jours, au moins quatre éprouvettes cylindriques de béton sont caractérisées dans cet intervalle de temps.
- (11) Dans chacune des tôles utilisées pour réaliser les dalles d'essai, une éprouvette est prélevée pour déterminer l'épaisseur nette d'acier, la résistance à la traction et la limite d'élasticité de la tôle.
- (12) La géométrie du profil est relevée (hauteur de nervures et module des nervures).
- (13) Les dimensions des dalles (épaisseur, longueur et largeur) sont mesurées à proximité de chaque extrémité.
- (14) Les largeurs des plaques d'appuis et d'application des charges linéiques ne doivent pas dépasser 100 mm.
- (15) La distance entre l'axe de l'appui et l'extrémité de la dalle ne doit pas dépasser 100 mm.

- (16) Il est recommandé de mesurer le poids du corps d'épreuve au moment de la mise en place sur le banc de flexion.
- (17) Lorsque le corps d'épreuve est en place sur les plats qui doivent le supporter aux appuis, il est procédé à un calage de chacune des nervures de manière à corriger toute distorsion du corps d'épreuve créée par exemple sur le banc de coulage avant prise du béton.
- (18) Les capteurs de glissement d'extrémité sont solidaires du béton et le palpeur s'appuie sur l'aile libre d'une équerre scellée sur la semelle haute du profil en retrait de la tranche de la tôle. Il est usuel de placer un seul capteur à chaque extrémité.
- (19) La flèche du corps d'épreuve est observée au milieu de la portée sur deux fonds de nervures choisies symétriquement par rapport à l'axe du corps d'épreuve.
- (20) Il est évité que la charge obtenue des traverses recevant l'action du vérin soit exercée sur le corps central de la dalle entre les initiateurs de fissures. Dans le cas contraire le cisaillement du béton au-dessus des initiateurs de fissures peut entacher l'interprétation des résultats.

A2-3 Procédure de mise en charge

A2-31 Dispositions générales

La procédure de mise en charge doit être conforme à l'EN 1994-1-1, B.3.4 et à la NF EN 1994-1-1/AN.

A2-32 Dispositions particulières

A2-321 m & k

- (1) Lors des essais utilisés pour déterminer les facteurs m et k , on doit réaliser de préférence au moins deux groupes de trois essais. Pour un groupe la portée doit être aussi longue que possible, tout en provoquant toujours la ruine par cisaillement longitudinal. Pour l'autre groupe la portée doit être aussi courte que possible, mais au moins égale à trois épaisseurs de la dalle, tout en provoquant toujours la ruine par cisaillement longitudinal.
- (2) Dans le cas de tôles huilées, la procédure de mise en charge comporte un retour à zéro de la charge appliquée lorsqu'apparaît un premier glissement d'extrémité atteignant ou dépassant 0,1 mm.
- (3) Dans le cas de tôles non huilées, on appliquera les modalités de chargement du paragraphe suivant.

A2-322 Méthode τ

- (1) Lors des essais utilisés pour déterminer le facteur τ_u , au moins quatre essais sur des corps d'épreuve de même épaisseur doivent être réalisés.

Pour un essai, on doit adopter la longueur la plus courte possible, mais égale au moins à trois épaisseurs de la dalle, tout en provoquant toujours la ruine par cisaillement longitudinal.

Cet essai n'est utilisé que pour le classement du comportement conformément à B.3.1.

Pour les essais restants, la longueur doit être la plus longue possible, tout en provoquant toujours la ruine par cisaillement longitudinal.

- (2) Dans chaque groupe, un corps d'épreuve est soumis à l'essai statique. La charge totale de ruine W_t sert à déterminer le niveau du chargement cyclique des autres corps d'épreuves.

Le chargement statique est poursuivi jusqu'à un niveau de $G + 0,6 (W_t - G)$ afin de pouvoir établir la courbe de glissement. G est le poids propre de la dalle et du dispositif d'essais.

- (3) Chargement cyclique : la dalle est soumise à un chargement cyclique entre la valeur basse égale à $G + 0,2 (W_t - G)$ et la valeur haute égale à $0,6 (W_t)$.
- (4) On applique 5 000 cycles de chargement sur une durée d'au moins 3 heures.
- (5) À la suite du chargement cyclique, la dalle est soumise à un essai statique au cours duquel la charge appliquée est augmentée progressivement, afin que la charge maximale W_t ne soit pas atteinte en moins d'une heure.
- (6) Le chargement doit être prolongé après décroissance de la charge supportée, si possible jusqu'à produire une flèche dépassant d'au moins 30 % la flèche correspondant à la charge maximale observée, retenue alors dans l'appréciation de W_t .

A2-33 Rapport d'essais

Relevés à consigner dans le rapport d'essais :

- Résistance des éprouvettes prélevées dans les tôles
- Résistance du béton au moment des essais
- Dimensions des tôles (cotes du profil et épaisseurs d'acier nues)
- Dimensions des dalles
- Poids des accessoires, s'il n'est pas équilibré sur le vérin
- Relations charge-flèche et charge-glissement (valeurs numériques et diagrammes)
- Charge au premier glissement d'extrémité atteignant ou dépassant le seuil de 0,1 mm
- Charge au glissement d'extrémité atteignant ou dépassant 0,5 mm
- Charge maximale W_t
- Charge correspondant à la flèche $L/50$ (si atteinte)
- Flèche sous la charge maximale

SIÈGE SOCIAL

84, AVENUE JEAN JAURÈS | CHAMPS-SUR-MARNE | 77447 MARNE-LA-VALLÉE CEDEX 2
TÉL. (33) 01 64 68 82 82 | FAX (33) 01 60 05 70 37 | www.cstb.fr



CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BÂTIMENT | MARNE-LA-VALLÉE | PARIS | GRENOBLE | NANTES | SOPHIA ANTIPOLIS